REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI ABDELLAH

DEPARTEMENT SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Spécialité : **Conception des Ouvrages Hydrotechniques.**

THEME:

Etude détaillée des ouvrages annexes du barrage de Bouzina (W.BATNA)

Présenté par :

M^{r}. BENDJEDDOU. Haroun

Promoteur :

M^{r}. AMMARI .A/HADI

Devant le jury composé de:

Président:
-M^{r} M. HASSANE
Examinateurs:
-M^{me} A.ADDOU
-M^{r} M. BACHIR CHERIF
-M^{elle} N.TARGUI
-M^{r} A. HEBBOUCHE
-M^{me} L. TAFAT

……/ 10 / 2009

ملخص:

قمنا في هذا العمل بدراسة تقنية شاملة على مستوى واد بوزينة (ولاية باتنة) لإنشاء سد من أجل سقي الأراضي الفلاحية المجاورة و التزويد بالمياه الصالحة للشرب.

بعد دراسة جيولوجية و هيدرولوجية معمقة، قمنا بتصميم السد الذي يبلغ ارتفاعه 62.7متر و سعة تقدر ب 11 مليون متر مكعب على امتداد يقارب 170 متر و كذا تحققنا من ثباته و فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح و تنظيم جميع مراحل الإنجازالتى تخص المنشآت الملحقة.

Résumé :

Dans le présent mémoire nous avons fait une étude technique complète sur l'oued Bouzina (Wilaya de Batna) pour l'implantation d'un petit barrage, destiné à l'irrigation et l'alimentation en eau potable.

Après avoir fait élaboré une étude géologique, ensuite une étude hydrologique approfondie nous avons dimensionné l' ouvrage d'une hauteur 62.7 m, et une capacité de 11million m^3 sur une longueur de 170 m ; ainsi une étude détaillée des ouvrages annexes.

Abstract:

In the present report we made a complete technical study on the wadi Bouzina (Wilaya de Batna) for the establishment of a Small dam, intended for the irrigation and the supply drinking water.

After having made prepared a geological investigation, then a thorough hydrological study we dimensioned the work of a height 62.7 m, and a capacity of 11million m3 over a 170 m length;thus .finaly we made a detailed study of the additional works.

Dédicace

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

Ma mère Fatiha

Mon père Abderrahmane

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Je le dédie également à

Mes frères et mes sœurs

Mes ami(e) surtout Asma.C..

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

Haroun.....

Remerciement

Au terme de cette modeste thèse, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à Mr A /AMMARI (mon promoteur) pour avoir contribué à l'élaboration de cette présente thèse et à ma formation.

Je remercie également tous mes professeurs et particulièrement M^{r} HASSANE, M^{r} AYADI, M^{r} BENHAFID pour l'aide précieuse, qu'ils m'ont apporté durant l'élaboration de ce modeste travail. .

Aussi, je me permets d'exprimer tout mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier notre travail.

Je remercie tout le personnel de l'ANBT surtout le département DET en particulier M^{r}ABBAS,ainsi que le chef de projet de bossiaba M^{r}FELLAH.

Liste des figures

Figure I 1:situation régionale du site……..2

FigureI.2: coupe schématique du synclinale de Bouzina……..……..4

FigureI.3 : plan du faille du synclinal de Bouzina…….……..…..4

FigureI.4: Coupe du repli anticlinal de la vallée de Bouzina…….……5

FigureI.5 : carte géologique du site…….……..…….7

Figur II.01 : courbe hypsométrique.....…….……...……18

Figur II.02 : bassin versant en courbes de niveaux…….....……19

Figure II.3 : Réseau hydrographique du bassin versant de Bouzina……..……..22

Figur II.05 : Répartition des évaporations mensuelles…….…….……..…26

FigureII.06 :Répartition mensuelle moyenne des pluies……...…….……27

FigureII.07 :Ajustement comparatif avec "Hyfran.……...…….……..…28

Figure II.9 : courbes des pluies de courte durée……31

Figure II.10 : courbes IDF(intensité /durée / fréquence)……...……32

Figure II.11 : Répartition mensuels des apports……35

Figure II.11 : Répartition mensuels des apports de fréquence 80% ……39

Figure II.12 : l'hydro grammes de crue pour différentes périodes de retour ……..47

Figure II.13: volume total et volume régularisé en fonction du niveau normale de laretenue51

Fig II.14 : Courbes Capacité- Hauteur et Surface- Hauteur…….52

Figure II. 15 : représentation du rapport hauteur volume stocké…….53

Figure III.1 : étendue du voile d'injection……..…57

Figure IV.1 : courbe de tarage de l'oued…….62

Figure IV.02: Schéma de calcul……67

Figure VI.3 : courbes d'optimisation……..……69

Figure V.1 : grille……77

Figure V.2 vanne plane verticale en mince paroie…….80

Figure V.3 Répartition de la pression et de la force sur la vanne……..……..80

Figure. V.4 différents schéma d'arrête des vannes…….……81

Figure. V.5 niches de vanne a)géométrie rectangulaire) exécution hydrodynamique……..…95

Figure.V.6 écoulement par dessous des vannes…….…..95

Figure. V.7 effet du nombre de Froude sur le coefficient de contraction……96

FigureVI.1 : Représentation schématique d'un dispositif d'auscultation minimal……110

Liste des tableaux

Tableau.I.1 : Valeurs des essais LUGEON …….....8

Tableau I.2 : Resultats des essais dilatométriques…….8

Tableau I.3 : Résultats des essais de carrière……...……9

Tableau I.4: Récapitulatif des essais lugeons du site……..10

Tableau I.5: Analyse chimiques des eaux de l'oued……...11

Tableau II.01 : Répartition en % de la surface élémentaire……15

Tableau II.02 : Résultats de calcul……16

Tableau II.03 : Evaluation de la pente moyenne……20

Tableau II.04: Tableau récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant :……...24

Tableau II.05: Répartition mensuelle de la température…….….25

Tableau II.6: Répartition mensuelle de l'évapotranspiration potentielle (ETP)…….....25

Tableau II.7 :Répartition mensuelle des précipitations…….….26

Tableau II.8 : Pluies maximales journalières pour les différentes fréquences …….….29

Tableau II.9 Pluies de courte durée (mm) et intensité de pluie (mm/h)……30

Tableau II.10 Récapitulatif des apports……..34

Tableau II.11: Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen……...35

Tableau II.12: Récapitulatif des Cv……...37

Tableau II.13: Les apports de différentes fréquences…….38

Tableau II.14: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....38

Tableau II.15: Récapitulatif de Volume annuel moyen……...…...40

Tableau II.16: Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier……...…..41

Tableau II.17: Valeur de α en fonction de la fréquence……...…..42

Tableau II.18: Valeur de γ en fonction de bassin versant……...…42

Tableau II.19: Récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky……...…….42

Tableau II.20: Récapitulatif des résultats de la formule Possenti……..……43

Tableau II.21: Récapitulatif des résultats de la formule Turazza……..43

Tableau II.22: Récapitulatif des résultats de la formule Giandotti…….44

Tableau II.23: Récapitulatif des résultats de débit de crue……..44

Tableau II.24 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue……...45

Tableau II.25 : Récapitulatif des résultats de calcule pour tracé le Hydrogramme du crue.46

Tableau II.26: Répartition saisonnière des demandes ……....49

Tableau IV.01 : Tarage de l'oued à l'aval du barrage…….61

Tableau IV.02 : Coefficient de débits…….64

Tableau IV.03 : Q = f (D)……64

Tableau IV.03 : H_{dev}=f(T)……65

Tableau IV.04 : Résultats de laminage…….65

Tableau VI.11 : Tableau récapitulatif de la largeur en crête……66

Tableau IV.13 : Résultats de calcul d'optimisation…….68

Tableau IV.14 : Type de vidange de fond en fonction de $H^2.\sqrt{v}$…….72

Tableau V.1 : Coefficient de contraction C_c et coefficient de débit C_d en fonction de d/D ..89

Tableau VI. 1 : Instruments de mesure des charges directes et des conditions extérieures.104

Tableau VI.2 : Paramètres significatifs et contrôles pour le suivi d'un barrage et de ses fondations……105

Tableau VI.3 : Paramètres pouvant faire l'objet d'une mesure continue et d'une transmission à distance…….106

Tableau VI. 4: Instruments et moyens de mesure pour les barrages en béton……..……108

Sommaire

Introduction générale :……..……..…...1

Chapitre I Synthèse étude Topographique, Géologique, Géotechnique

Introduction
I.1)Situation et acces : 2
I.2)Morphologie : 3
I.3.1)Geologie generale : 3
I.3.1.1)Lithostratigraphie.....3
A)Cretace superieur : 3
B)Eocene 3
C)Oligocene : 3
D)Quaternaire :.....4
E)Tectonique 4
I.3.2)Geologie de la cuvette : 5
I.3.3) Geologie du site et des deux cols en rive droite 6
I.4) Synthese des essais geotechniques : 8
I.4.2) Essai au laboratoire :.....9
I.5) Aspects hydrogeologiques:.....10
A) Permeabilite : 10
B) Etancheite :.....10
I.6) Zones d'emprunts : 10
I.7) Qualite de l'eau de l'oued :.....11
I.8) Sismicité du site: ……11
Conclusion : ……..….11

Chapitre II Synthèse étude Hydrologique

II.1) Caractéristiques morphématiques du bassin versant……...12
II.1.1) Paramètres géométriques……..12
A)Superficie du bassin versant……12
B)La longueur du thalweg principal……13
II.1.2)Paramètres de forme ……13

A)Indice de compacité de gravellius "kc»……13
B)Coefficient d'allongement……13
C)Rectangle equivalent……..13
II.1.3)Paramètres du relief……...….14
A)Courbe hypsométrique ……...…..14
B)Les Altitudes caractéristiques ……...…...15
B.1)L'Altitude maximale et minimale :……...…….15
B.2)L'Altitude moyenne ……..15
B.3)L'Altitude médiane ……16
C)Pente moyenne du bassin versant ……...…….19
D) Indice de pente ……19
Indice de pente globale ig ……19
Indice de pente moyenne ipm ……...20
II.2) Caractéristiques hydrographiques du bassin…….....20
II.2.1) Le chevelu hydrographique 20
II.2.2) Pente moyenne de cours d'eau principal ic.....20
II.2.3)Densité de drainage.....20
II.3)Temps de concentration.....21
La formule de giandotti (sud italie 1937) 21
La formule de kirpich.....21
Formule california.....22
II.4)Vitesse de ruissellement 22
II.5) Caractéristiques climatiques.....24
II.5.1) Température de l'air 24
II.5.2) Humidité de l'air.....24
II.5.3) Evaporation de la surface de l'eau.....24
II.5.4) Régime des vents.....25
II.5.5) La pluviométrie.....25
A) Précipitations moyennes interannuelles.....25
B) Pluies maximales journalières.....26
II.6) Pluie de courte durée i.d.f (courbes : intensité_ durée_ fréquence).....28
II.7) Etudes des apports.....33
Apport liquides.....33
Apport moyen interannuel (A0).....33
3) Formule de samie.....33

4) Formule de mallet-gauthier:.....33
5)Formule de deri ii :.....34
6)Formule de l'inrh:.....34
7)Formule de turc :.....34
II.7.1) Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen :.....35
II.7.2) Caractéristiques de l'écoulement :.....36
1)Module de l'écoulement :.....36
2) Module de l'écoulement relatif (spécifique) :.....36
3) Lame d'eau écoulée :.....36
4)Coefficient de l'écoulement :.....36
II.7.3) Apports fréquentiels :.....36
Analyse fréquentielle de l'écoulement.....36
Formule de OURKGUIPROVODKHOZ :.....37
Formule algérienne de n.n padoum :.....37
Formule de SOKOLOVSKY :.....37
Formule de KRISTEKLY MENKEL:.....37
II.7.4) Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%.....38
II.8) Transport solide et l'estimation du volume mort :.....39
● Formule de FRIGUI H.L. (2001).....39
● Formule de TIXERONT :.....40
II.9) Etude des crues :.....41
II.9.1) Formules empiriques :.....41
A) Formule de MALLET-GAUTHIER:.....41
B) Formule de SOKOLOVSKY :.....41
C) Formule de POSSENTI :.....42
D) Formule de TURAZZA :.....43
E) Formule de GIANDOTTI :.....43
II.9.2) Hydrogramme de crues :.....44
II.10) Choix de fréquence de la crue du projet :.....47
II.11) Régularisation:.....49
II.12) Conclusion :.....54

Chapitre III Critique et Suggestions

Introduction : 55
III.1) Contexte géologique : 55
III.2) Contexte hydrologique : 55
III. 3) Conception de l'ouvrage : 57
III. 4) Conclusion: 58

Chapitre IV Dimensionnement des Ouvrages Annexes

Introduction : 59
IV .1) Type d'ouvrage de dérivation provisoire : 59
1) Galerie de dérivation : 59
2) Conduite de dérivation : 59
3) Canal de dérivation : 59
IV.2) Choix de la crue de dimensionnement : 59
IV.3) Dimensionnement de la dérivation provisoire : 60
IV.4.1) Dimensionnement de la galerie : 60
IV.4.1.1) Laminage de crue de chantier : 63
Calcul hydraulique de galerie : 63
A- L'écoulement à surface libre : 63
B- L'écoulement en charge : 63
IV.5) Batardeau : 65
IV.5.1) Calcul de la revanche du batardeau : 65
IV.5.2) Calcul de la largeur en crête du batardeau : 66
IV.6) Calcul d'optimisation : 66
IV.7) Construction du batardeau : 69
Géométrie du batardeau: 69
IV.8) Vérification du régime torrentiel pour de petits débits : 69
IV.9) Ouvrage de restitution : 70
Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange : 72
IV.10.2) Choix de l'emplacement : 72
IV.10.3) Calcul hydraulique : 73
IV.11) La prise d'eau : 75
A) Prise d'eau en charge : 75

B) Prise d'eau flottante :.....75
C) Tour de prise : 75
IV.11.1) Choix du type de la prise d'eau : 75
IV.11.2) Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau :.....76

Chapitre V les Equipements Hydromécaniques

Introduction :.....77
V.1) Les grilles de protection :.....77
V.1.1) Définition : 77
V.1.2) Pertes de charge : 77
V.1.3) Stabilité des barreaux :.....78
V.2) Les vannes hydromécaniques : 78
V.2.1) Fonctionnement d'une vanne :.....80
V.2.1.1) Description de l'écoulement : 80
V.2.1.2) Description de la géométrie : 80
V.3) Equipements de manœuvre des vannes :.....82
V.4.1) Type de prise :.....83
V.4.1.1) Prise vertical :.....83
A) Répartition des vitesses :.....84
B)Coefficient de débit :.....85
V.4.1.2) Prise horizontale :.....87
V.4.1.3) Prise à grande profondeur 88
A)Géométrie du jet plan.....88
B) Géométrie de l'entrée d'une prise :.....90
V.4.2) Vidange de fond.....92
V.4.2.1) Vanne de fond :.....93
A)Types de vannes :.....93
B)Vibrations de vanne :.....93
C) Caractéristique du débit.....95
V.4.2.2) Aération des vidanges de fond :.....97
Moyens d'aération :.....97
Mécanismes d'aération :.....97
B.1) Ecoulement libre 98

B.2) Ecoulement à ressaut :.....99
B.3) Aération de fond :.....99
Conclusion :……101

Chapitre VI Auscultation

Introduction :……102
VI.1) Dispositif d'auscultation des ouvrages d'accumulation : 102
VI.1.1) Généralités : 102
VI.1.2) Raison d'être du dispositif d'auscultation : 102
VI.1.3) Conception globale du dispositif d'auscultation : 102
VI.1.4) Caractéristiques des instruments de mesure : 103
VI.2) Paramètres à mesurer :.....103
VI.3) Paramètres significatifs pour le suivi du comportement des ouvrages d'accumulation : 104
VI.4) Suivi du comportement des barrages en béton 106
VI.4.1) Déformation de la structure 106
VI.4.2) Températures 107
VI.4.3) Déformations particulières : 107
VI.4.4) Sous-pressions : 107
VI.4.5) Débits de percolation et de drainage :.....107
VI.4.6) Equipement des barrages en béton des ouvrages de petite hauteur de retenue : 110
Conclusion:…….....110

INTRODUCTION

Dans le cadre de la mobilisation des ressources en eaux superficielles et la préservation des moyens existants en vue d'une utilisation rationnelle et planifiée de ce facteur vital qui est l'eau pour l'exploitation des périmètres d'irrigation, et l'approvisionnement en eau potable, ils ont lancé une opération d'étude de faisabilité d'un barrage à travers la wilaya de Batna .

L'étude de faisabilité du barrage de Bouzina, sur l'oued qui porte son nom était sujet de deux études, la première qui était faite par le bureau d'étude ENHYD en 1997, suivi d'une expertise et autre étude par le bureau d'étude BG-STUCKY.

Etant donné que l'étude de faisabilité, le premier pas et la base pour accomplir et entamner l'APD, l'objet de cette étude est l'étude détaillée des ouvrages annexes du barrage de Bouzina.

Notre travail comprend six chapitres :

- Le premier présente une synthèse des études topographique, géologique et géotechnique.
- Deuxième chapitre c'est une étude hydrologique ou seront déterminées toutes les paramètres physiques et morphologiques du bassin versant.
- Troisième chapitre c'est un critique de l'étude et quelques suggestions.
- Quatrième chapitre c'est l'étude des ouvrages annexes, dans ce chapitre nous nous intéressons au dimensionnement des ouvrages pour le bon fonctionnement avant et après la construction de l'ouvrage.
- Cinquième chapitre, ce chapitre décrire les bases de choix des équipements hydromécaniques dans un barrage en béton.

Enfin en termine par un Sixième chapitre qui décrire les déférents types d'instruments pour le bon suivi de l'ouvrage.

Chapitre I : Synthése Etude Topographique,Géologique et Géotechnique.

Introduction :

Le présent chapitre défini la situation du futur barrage, les paramètres géologique et géotechnique pour le bon dimensionnement ; et choix des ouvrages adéquates qui servent au bon fonctionnement de l'ouvrage projeté.

I.1)Situation et accès

Le site se trouve à environ une cinquantaine de kilomètres au Sud - Sud Ouest du chef lieu de wilaya (Batna) et à une dizaine de kilomètres au SW du village de Bouzina, presque à mi distance entre Batna et Biskra.On y accède à partir de Batna en empruntant la RN31 direction Biskra. Dix kilomètres après Tazoult, on prend à droite le CW 54 vers Menaa en passant par Teniet El Abed. Après le village de Chir, on prend à droite vers Bouzina. Après avoir traversé cette agglomération on poursuit vers Taghoust sur une petite route asphaltée et on descend ensuite une piste d'assez bonne qualité qui mène droit aux gorges de Bouzina. Sur la feuille au 1/50'000 de Menaa N°260, le site est repéré par les coordonnées Lambert ci- dessous :

X = 802,00

Y = 217,35

Z = 985

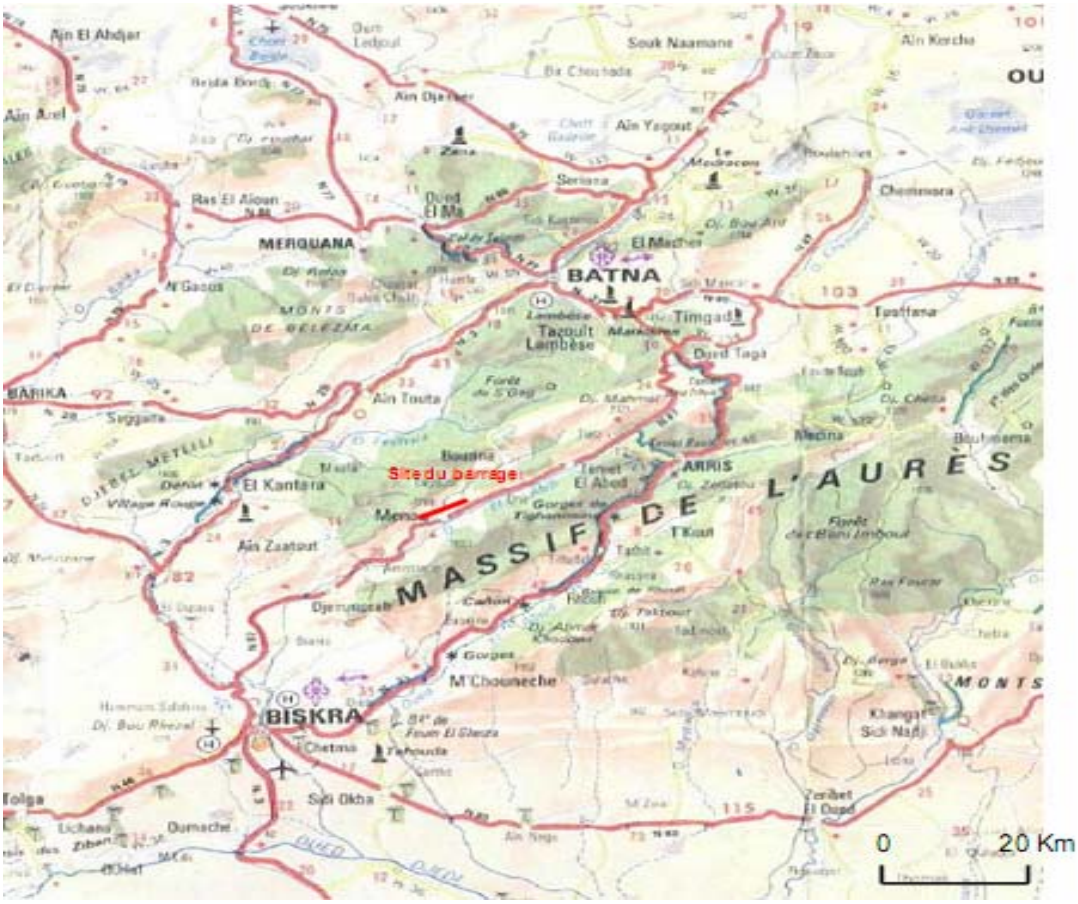


Figure I. 1:situation régionale du site

I.2)Morphologie :

Le site de Bouzina ,sur l'oued du meme nom ,a une cuvette totalement dissymétrique avec une rive gauche à pentes très accusées façonnées dans des conglomérats très compétents et une rive droite plus doice creusée dans des argiles rougeatres gypseuses plus érodables .

Le site du barrage proproment dit est un long défilé dans une gorge très étroite à pente raides parfois sub-verticales creusée dans les conglomérats de l'Oligocéne.l'oued décrit une serie de courbes en forme « S » parfois très serrées à la faveur des systémes de discontinuités qui affectent le massif.

A la base ,la largeur de la gorge se reduit à une vaintaine de métres tandis qu'a environ 70 m de hauteur elle ne dépasse guére les 200 m.la gorge est legérement dissymétrique.

On reléve sur la rive droite deux cols très longs et très plats ; le premier à la cote 1069.8 et l'autre à la cote 1080 ,le premier col est très étroit .a l'axe du site le niveau de l'oued se trouve au niveau 985NGA.

I.3) Conditions geologiques et géotechniques :[1]

I.3.1)Géologie générale :

I.3.1.1)Lithostratigraphie

A)Crétacé superieur :

Il forme les reliefs du djbel bous allongé NE-SW se sont des calcaires zoogénes gris à patine brune ,karstique il ont un age maestrichtien. Ces calcaires reposent sur un puissant niveau marneux d'age companien , visible a tasarift à khenguet si Md Taher.

Ces calcaires puissant de 400 m sur le flanc sont surmontés par une serie marneuse à intercalations de calcaires peu épaisse (15 à 20 m) attribuée au Danien et que se présente ,sur le flanc SE de l'anticlinal.

B)Eocéne

plus bas dans la pente ,le Crétacé supérieur est sirmonté par les marnes du Paléocéne et les calcaires du Landinien et puis en discordance angulaire par les dépots du Luténien.

La puissance de l'Eocéne ne dépasse les 200 métres

C)Oligocéne :

Dans le cœur du synclinal, les dépôts continentaux du Lutétien sont eux-mêmes coiffés d'une puissante formation détritique continentale de couleur généralement rouge d'âge Oligocène

. Cette formation comporte deux termes bien différenciés. Un terme inférieur argilo-limoneux et sableux, en puissantes couches de 5 à 20 m, par- fois indurées avec de remarquables couches décimétriques à métriques de grès grossiers de couleur beige. Du gypse blanc laiteux en sphérules ou en filaments entrecroisés rom- pent la monotonie du rouge dominant.

Ce niveau constitue l'essentiel des terrains de la cuvette du barrage où la puissance de ce niveau atteint environ 400 m.

• Un terme supérieur de poudingues (conglomérats) grossiers en couches métriques dans la partie basse et de plus en plus massifs vers le sommet. Ces conglomérats sont gros- siers à éléments arrondis parfois anguleux de dimensions très variables pouvant atteindre 50 cm à 100 cm. Le toit de la série est marqué par une dalle de grès conglomératique d'une trentaine de mètres d'épaisseur venant coiffer le sommet du Djebel Tissidelt La puissance de ce niveau, dont la partie inférieure servira d'assise au barrage et à ses ouvrages annexes, dépasse les 300 m.

D)Quaternaire :

Les terrains récents sont rares dans la vallée de Bouzina ; ils sont représentés uniquement par des éboulis et des dépôts alluvionnaires. Au cœur de la vallée, des dépôts alluvionnaires (terrasses, dépôts de lit de l'oued) sont de très faible épaisseur.

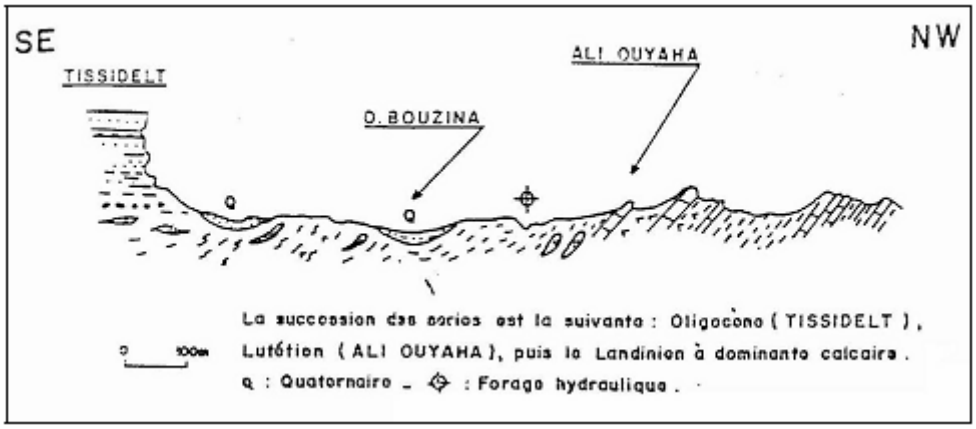


Figure I.2: coupe schématique du synclinale de Bouzina

E)Tectonique

La structure des Aurès, comme celle de l'Atlas Saharien, s'est formée au cours des phases emschérienne, atlasique, oligomiocène, miocène, pliocène et quaternaire. Ces mouvements tectoniques syn-sédimentaires sont d'ailleurs responsables des nombreuses discordances surtout des couches tertiaires dans la vallée de Bouzina. La plus importante de ces phases est la phase atlasique (phase pyrénéenne), qui s'est produite au Lutétien (Eocène moyen). Elle est marquée par un raccourcissement suivant un axe de direction N135-N150. Elle a produit des plis coffrés orientés NE-SW à ENE-WSW ainsi que des failles. Les failles sont parfois parallèles à l'axe des plis mais la plupart sont obliques avec une direction EW, NW-SE et WNW-ESE.

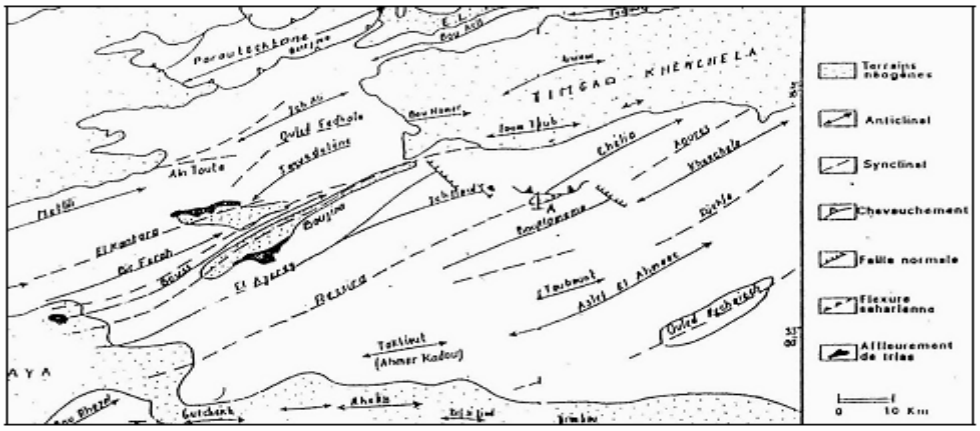


Figure I.3 : plan du faille du synclinal de Bouzina

Le synclinal de Bouzina qui est orienté suivant une direction atlasique (NE-SW) est subdivisé dans la vallée de Bouzina par un petit repli anticlinal culminant à Koudiat el Arar.

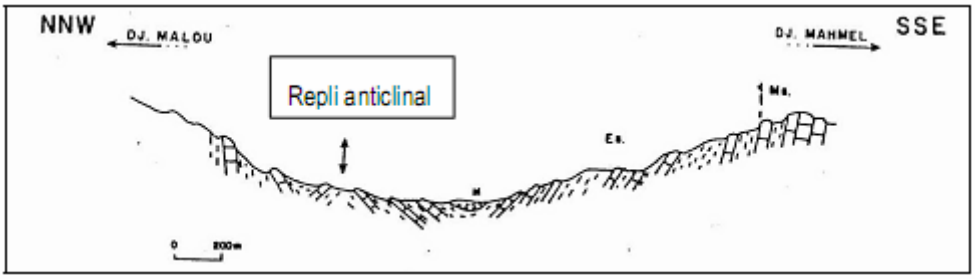


Figure I.4: Coupe du repli anticlinal de la vallée de Bouzina

I.3.2)Géologie de la cuvette :

La cuvette du barrage occupe l'extrémité SW de la vallée de Bouzina. Elle s'étend sur deux à trois kilomètres de longueur, à l'amont immédiat de Kef El Ahmar (en travers duquel serpente l'oued Bouzina sur près de 3 kilomètres, dans des gorges étroites et profondes, avant de déboucher sur la vallée de l'oued Abdi).

La cuvette de la retenue est de surface relativement modeste (surface de la retenue à 1037 m est de 0.90 km² qui correspond à un barrage de hauteur de l'ordre de 53 m sans revanche), morphologiquement asymétrique et possédant un pendage général des couches de direction SE.

Le versant droit, constitué de couches d'argiles rougeâtres tendres, à déclivité de pente moyenne et profondément lacéré de ravins courts et profonds, tranche nettement avec le versant gauche qui est redressé presque à la verticale, surtout dans sa partie haute. Ce versant est exempt de ravinement.

Les facièces rencontrées sont :

• Les calcaires gris compacts et massifs du Landénien et du Maestrichtien, situés au-dessus de la cote 1100 m environ, qui forment le versant NW de la vallée de Bouzina.

• La série du Lutétien composée de marnes de couleur rougeâtre ou verdâtre alternant avec des bancs de gypse décimétriques à métriques. L'épaisseur de la série du Lutétien dans la cuvette de retenue est de l'ordre de 150 m. L'épaisseur cumulée des gypses atteint une vingtaine de mètres. Le dernier banc de gypse constituant le toit de cette série a été remis sur la carte géologique de la cuvette (voir figure I.5) pour autant que l'extension du plan topographique à notre possession le permette. Il a été suivi au GPS tout le long de la cuvette.

Le toit de cette série - le dernier banc de gypse - se trouve entre les cotes 1060 et 1090 m.

L'orientation des bancs du Lutétien est N45° à N70° avec un pendage vers l'est (vers l'intérieur de la cuvette), oscillant en général entre 40 et 45° (localement 80°).

La série de l'Oligocène est constituée de trois termes bien distingués sur la carte :

• « Argiles rougeâtres »

• « Alternances conglomérats / argile rougeâtre »

• « Conglomérats massifs »

La partie basse de l'Oligocène – les « argiles rougeâtres » – recouvre la quasi-totalité de la rive droite de la cuvette. Elle est constituée d'argile sableuse carbonatée ou sulfatée (forte effervescence à l'acide), armée de bancs de conglomérats gréseux à ciment carbonaté d'une épaisseur variant entre 0,5 à 1 mètre et formée par des éléments de 0,1 à 5 cm parfois 10 cm de diamètre.

Ces bancs de conglomérats gréseux sont toujours orientés sensiblement NW-SE variant entre

N40° et N70° et avec un pendage de 40 à 50° vers le SE proche du contact avec le Lutétien. Le pendage diminue jusqu'au contact avec les « alternances conglomérats/argile » à 30-35°. Ces bancs ont été cartographiés chaque fois que la précision du support topographique le permettait.

I.3.3)Géologie du site et des deux cols en rive droite

Au droit de l'axe, la vallée est très étroite avec des rives raides. En fond de vallée, l'oued fait environ 20 m de largeur et à la cote 1050,soit 65 m au-dessus de l'oued, sa largeur est d'environ 170 m. L'appui en rive droite du site de barrage est constitué par une crête rocheuse façonnée par les méandres de l'oued. Cette crête présente deux points bas (cols) délimitant la hauteur de la retenue. Ces cols sont situés à la cote 1070 NGA pour le plus proche de l'axe et à 1080 NGA pour le deuxième. Le premier est étroit et montre des pentes raides de part et d'autre. Le site du barrage se développe dans la partie la plus compétente des formations de l'Oligocène. Les formations du site sont constituées

- à la base, par les argiles rougeâtres souvent indurées avec quelques filons et pellicules de gypse. Elles affleurent dans le talweg à l'amont du site en rive droite. A la faveur du pendage aval, elles plongent sous le site et ont été rencontrées dans plusieurs forages à des profondeurs croissantes vers l'aval. Cette série va être appelée ci-après « argiles rougeâtres »
- Ensuite, vient une alternance de conglomérats compacts durs à éléments arrondis parfois anguleux et d'argile sableuse rougeâtre, appelée ci-après « alternance conglomérats/argile ».

Les bancs de conglomérats et d'argile sont d'épaisseur décimétrique à métrique

- Cette alternance passe ensuite vers le sommet, sous des pentes quasi verticales, de façon progressive à des conglomérats massifs en bancs métriques à décamétriques, appelés ci-après « *conglomérats massifs* ». Les conglomérats sont hétérométriques avec des éléments de nature calcaire et quartzitiques de 1 à 100 mm avec parfois des éléments su périeurs à 200 mm de diamètre. Le ciment est carbonaté avec une forte fervescence à l'acide . De petits interlits d'argile sableuse indurée discontinus et de faible épaisseur (de l'ordre du décimètre rarement plus) sont parfois relevés dans les conglomérats massifs.

Ces faciès sont parfois recouverts de colluvions grossières de faible épaisseur (1 à 2 m) notamment près du site aussi bien en rive droite qu'en rive gauche. Ailleurs, ils sont affleurants à sub-affleurants sous une très faible pellicule colluviale souvent discontinue.

Ces formations, au droit du site, ont une direction N 65° avec des pendages de 30 à 35 ° vers l'aval qui s'affaiblissent progressivement au fur et à mesure qu'on avance vers l'aval dans la gorge pour devenir horizontale dans le cœur du synclinal, à une centaine de mètres de l'entrée des gorges à l'aval de l'axe (voir photo n° 2). Ils s'inversent ensuite avec un pendage vers l'amont. Cette structure synclinale orientée NE-SW bute sur une faille importante d'orientation N-S bien à l'aval et à l'extérieur de notre site.

Au fond de vallée, l'oued coule sur une faible épaisseur d'alluvions grossières (sable, gravier et galets) ; 1,5 m dans le forage F01 au droit de l'axe et 3,3 m sur le K4 dsitué à l'amont de l'axe.

Voir annexe N 1 (photos 1,2,3,4,5,6).

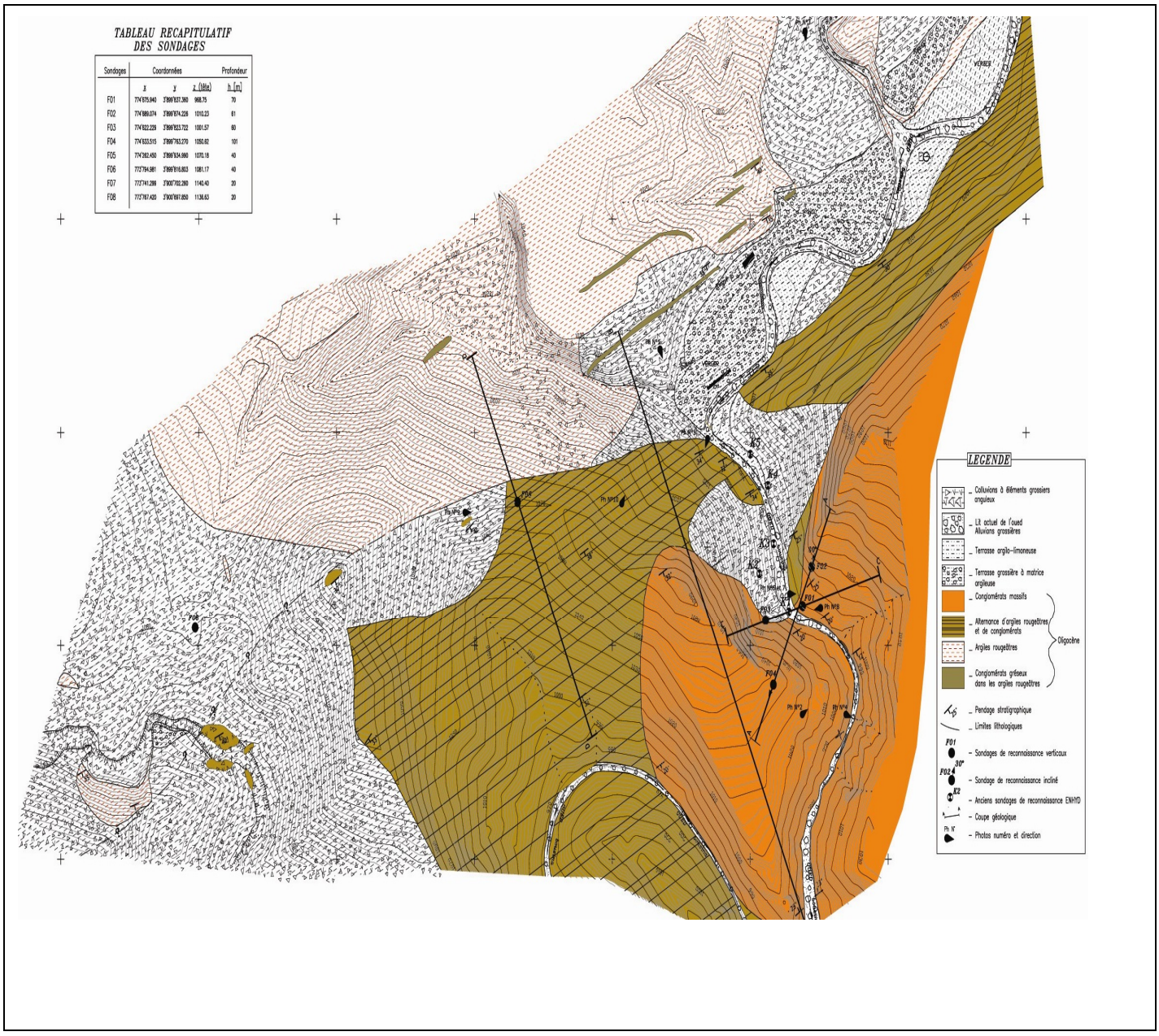


Figure I.5 : carte géologique du site

I.4) Synthése des essais géotechniques :

- Six sondages carottés avec essais lugeons systématiques au rocher, ont été exécutés au site de barrage, le tableau ci-après donne les résultats obtenues

Tableau.I.1 : Valeurs des essais LUGEON

Sondage	Localisation	Cote, m s.m.	Nombre d'essais Lugeons	Valeurs Lugeons		
				Min	Max	Moyenne
F01	Fond d'oued	986.75	14	0.6	2.0	1.01
F02	RG mi-pente	1'010.23	11	0.3	1.7	0.88
F03	RD mi-pente	1'0010.57	12	0.1	0.7	0.39
F04	RD haut de rive	1'050.62	3 ; 0-15m	28.1	46.6	32.63
			9 ; 15-60m	0.5	4.7	2.31
			8 ; 60-100m (<1 Lugeons)	0.7	0.8	0.74
F05	1	1'070.18	12	12.0	28.9	22.31
F06	2	1'081.17	11	2.8	11.2	5.66

I.4.1)Essai dilatométrique :

- pour la détermination du modul de déformation du rocher Les resultats sont dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : resultats des essais dilatométriques

Sondage N°	**Profondeur[m]**	**Module de déformation R[Mpa]**	**Module d'élasticité E [Mpa]**	**E/R [-]**	**Lithologie**
F01	4.5-5.5 m	3341.8	3699.6	1.1	Conglomérats
	9.5-10.5 m	6724.7	7539.1	1.1	Conglomérats et argiles indurées
	14.5-15.5 m	4768.4	4804.4	1.0	Conglomérats
	24.5-25.5 m	34889.0	42040.6	1.2	Conglomérats
	36.5-37.5 m	1569.8	1563.6	1.0	argiles indurées
F03	4.5-5.5 m	2880.1	5007.2	1.7	Conglomérats
	9.5-10.5 m	2125.3	4315.2	2.0	Conglomérats
	14.5-15.5 m	1941.6	2654.2	1.4	Conglomérats et argiles indurées
	24.5-25.5 m	2016.4	2279.1	1.1	Conglomérats et argiles indurées
	39.5-40.5 m	1341.0	3713.5	2.8	argiles indurées

Cycle III indurées	Tous les essais		Conglomérats		Conglomérats+argiles indurées		Argiles	
	R	E	R	E	R	E	R	E
Nombre	10	10	5	5	3	3	2	2
Minimum	1341.0	15636	2125.3	3699.6	1941.6	2279.1	1341.0	1563.6
Maximum	34889.0	420406	34889.0	42040.6	6742.7	7539.1	1569.8	3712.5
Moyenne	6159.8	77616	9600.9	11973.4	3560.9	4157.5	1455.4	2638.1
Ecart type	102298	121599	14169.3	16815.6	2740.2	2934.6	161 .8	1519.5

- les échantillons prélevés pour les besoins d'une carrière d'enrochement et d'agrégats

Ont les caractéristiques suivantes :

Tableau I.3 : résultats des essais de carrière

Echantillon	**Los Angles**	**M Deval sec**	**M Deval humide**
Ech Sud	28.16	16.20	20.40
Ech Nord	21.24	19.00	18.00
Ech E1	45.20	30.80	50.60

Echantillon	R/T (bars)	Densité
Ech E1	324.0	2.46
Ech E1	551.0	2.60

I.4.2) Essai au laboratoire :

Les résultats des essais effectués sur les échantillons prélevés sont repris dans l'annexe(I).

I.5) Aspects hydrogéologiques:

A) Perméabilité :

Les essais de perméabilité effectués au site du barrage montrent un massif peu perméable en fond de la vallée et en rive gauche de l'oued, par contre en rive droite ,ils ont enregistré des perméabilités élevées qui révèlent un massif fortement décomprimé. D'autre part l'étendu de la cuvette sur des argiles et des mélanges argilo-limon rend celle-ci très peu perméable.

Les résultats d'essais lugeons dans le site sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.4: récapitulatif des essais lugeons du site

UL	**0-10 m**	**10-20 m**	**20-30 m**	**30-40 m**	**>40 m**	**Total**	**%**
0 à 1	2	5	4	4	22	37	64.9%
1 à 5	3	2	4	4	4	17	29.8%
5 à 10						0	0.0%
10 à 20						0	0.0%
>20	2	1				3	5.3%
Total	7	8	8	8	26	57	100.0%

B) Etanchéité :

A partir des analyses effectuées sur site pour confirmer la perméabilité il parait qu'un voil d'injection prévu à la rive droite pour remédier au problème.

I.6) Zones d'emprunts :

Les quantités nécessaires de matériaux de construction du barrage et les ouvrages annexes sont exploitées à partir des zones suivantes :

- Zone d'enrochement : elle est localisé à un kilomètre environ au nord du barrage, en rive droite, c'est une carrière à ouvrir sur des bancs de calcaires Landénien, la quantité estimée est à plusieurs fois le volume nécessaire à la construction.
- Zone d'argile : vaste étendues d'argile exempte de gypse et moins indurée, sur la rive gauche de l'oued au droit du village de Bouzina à une dizaine de kilomètres à l'amont de l'axe du barrage, 200000m^3 de quantité estimée sur cette zone
- Zone de remblai grossier : prévenu de la carrière à ouvrir à peu prés un kilomètre de la rive droite, d'une quantité suffisante.

I.7) Qualité de l'eau de l'oued :

Les résultats des analyses chimiques sont mentionnés dans le tableau :

Tableau I.5: analyse chimiques des eaux de l'oued

Paramètres	**unité**	**Vieux Bouzina**	**Taghoust**	**Vieux Bouzina**	**Site du barrage**	**Forage F01**
		01/12/2004	**01/12/2004**	**13/03/2005**	**13/09/2005**	**30/01/2006**
Sulfates $S0_4$	**Mg/l**	**16**	**277**	**62**	**1005**	**1100**
Chlorure CI	**Mg/l**	**25**	**85**	**20**	**76**	**68**
Minéralisation totale	**Mg/l**	**254**	**744**	**335**	**1631**	**1637**

I.8) Sismicité du site :

Le site se trouve dans la zone sismique de l'Atlas saharien, formée d'une série de plis d'âge pyrénéen. Les activités sismiques y sont réduites, et sont localisées en une centaine nombre de foyers dans les monts des ksour, dans les Bibans et dans les Aures.

La sismicité de la region de Bouzina est evaluée dans un rayon de 150 km autour du site .
Accélération au sol est de : 0,15*g

Conclusion :

A l'issue de l'étude topographique, géologique, géotechnique et hydrogéologique on peut conclure que :

La morphologie du site est bonne et l'ouvrage projeté aura une longueur en crête peu importante. L'étanchéité de la cuvette représente quelques ambigüités, et d'après les résultats des essai sur la zone d'empreinte les caractéristiques des matériaux de construction sont acceptable .

Chapitre II : Synthèse d'Etude Hydrologique

Introduction :

Les ressources hydriques superficielles sont limitées et concentrées durant la saison pluvieuse qui s'étend de septembre à avril. Elles sont nécessaires pour couvrir les différents besoins durant les mois déficitaires de l'année. Leur mobilisation s'avère importante par leur stockage dans des retenues (1). La réalisation d'un barrage est conditionnée par (9) :

1- l'abondance relative de l'écoulement superficiel;
2- l'existence d'un site adéquat
3- l'existence d'un utilisateur potentiel.

Généralement, l'écoulement superficiel est engendré par des pluies. Dans les conditions d'un relief accidenté, les vallons sont abondants pour la réalisation de petits barrages. Certains avantages provoqués par la réalisation des petits barrages, tel que la rétention de l'écoulement solide et la recharge de la nappe souterraine (1).

Données de base de l'étude :

Les cartes topographiques de BOUZINA au 1/50.000
Données pluviométriques.
Données hydrométriques.

But :

Le but de cette étude est la détermination des paramètres hydrauliques nécessaires pour effectuer l'étude de la régularisation.

II.1) Caractéristiques morphométriques du bassin versant :

L'utilisation des différents types de paramètres morphométriques a pour but la qualification des facteurs caractéristiques de milieu physique d'un bassin versant.
Les principaux paramètres morphométriques qui agissent sur la variation du régime hydraulique sont (1) :

- le profil en long
- la densité de drainage
- les rapports de confluence et de langueur.

Il faut noter que pour un grand bassin litho logiquement hétérogène seul le paramètre de densité de drainage présente une signification certaine (1).

II.1.1) Paramètres géométriques :

a)Superficie du bassin versant :

La superficie du bassin versant est mesurée à l'aide d'un planimètre sur la carte topographique de Bouzina à l'échelle 1/50000.

$$S = 162 Km^{2.}$$

b)Périmètre du bassin versant : Le périmètre du bassin versant est obtenu directement à l'aide d'un curvimètre sur la même carte et à la même échelle :

P =71 Km.

c)la longueur du thalweg principal

La longueur du thalweg principal est mesurée à l'aide d'un curvimètre et elle est égale à $l_{c.e}$= **31** km.

II.1.2)Paramètres de forme :

a)Indice de compacité de Gravellius "Kc» :

La forme du bassin joue un rôle important sur la forme de l'hydrogramme résultant d'une averse donnée à l'exutoire du bassin. (1)

Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface. (1)

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

$$Kc = \frac{\text{Périmètre P du bassin versant.}}{\text{Périmètre P}' \text{ du cercle de même superficie}} = \frac{p}{2\pi R} \quad \text{..... (II.1)}$$

On a: $\mathbf{s=\pi.R^2} \Rightarrow R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$; **s:** superficies (Km^2)

P'=2πR **R**: rayon (Km)

Donc : $P'=2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} = 2\sqrt{S\pi}$

$$Kc = \frac{P}{P'} = \frac{P}{2\sqrt{S\pi}} \Rightarrow Kc = 0{,}28\frac{P}{\sqrt{S}}$$

A.N : **Kc=1.57 Kc>1**Notre bassin est alors « **allongé** »

b)Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation : Ca = $\mathbf{L^2 / S}$ ……(II.2)

L : la longueur du talweg principal L = 31Km

S : la superficie du bassin versant. S =162Km^2

AN: **Ca=5,93**

c)Rectangle equivalent:

La notion de rectangle équivalent à été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins et elle permet la comparaison des bassins être 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 (1).

Les dimensions sont tirées comme suit :

S=L.l où : L : longueur de rectangle équivalent.

P/2=L+l l : largeur de rectangle équivalent.

$Kc=0{,}28\sqrt{\frac{P}{S}} \Rightarrow P=Kc\frac{\sqrt{S}}{0{,}28}$ ……(II.3)

La résolution du système d'équation à 2 inconnus montre que L et l sont solutions de l'équation : $\mathbf{X^2-P/2.X+A=0}$

$$\Delta=\frac{P^2}{4}-4S=Kc^2\frac{S}{0{,}28^2.4}-4S$$

Avec: $Kc \geq 1.12 \Rightarrow \Delta \geq 0$

Donc : $L,l=\frac{Kc\sqrt{s}}{1.12}\left[1\pm\sqrt{1-\left(\frac{1.12}{Kc}\right)^2}\right]$ .....(II.4)

AN:

$$L,l=\frac{1{,}57\sqrt{162}}{1.12}\left[1\pm\sqrt{1-\left(\frac{1.12}{1{,}57}\right)^2}\right]$$

L=34.2 Km **l=4.7**Km

II.1.3) Paramètres du relief :

- Le relief possède une influence directe sur :

les facteurs climatiques et une influence indirecte sur la formation des écoulements de surface. Il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation. C'est un élément capital dans le comportement hydraulique d'un bassin (1).

a)Courbe hypsométrique :

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimétrie des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes cotes (1).

Le bassin de l'oued Bouzina en courbes de niveau est donné dans la figure II.2

Le tableau II.01 donne la répartition des surfaces en fonction des cotes

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

Altitudes (m.NGA)	Hi (m)	Surfaces			
		Partielles		Cumulées	
		Si (Km2)	Si (%)	Si (Km2)	Si (%)
2300-2200	2200	0.4	0.25	0.4	0.25
2200-2100	2100	2,55	1,58	2,95	1.83
2100-2000	2000	5,38	3,33	8,33	5.16
2000-1900	1900	4,37	2.71	12, 7	7.87
1900-1800	1800	4,33	2.68	17,03	10.55
1800-1700	1700	7,18	4.45	24,21	15
1700-1600	1600	9,9	6.14	34,11	21.14
1600-1500	1500	19,73	12.23	53,84	33.37
1500-1400	1400	40,49	25.1	94,33	58.47
1400-1300	1300	35,43	21.96	129,76	80.43
1300-1200	1200	9,10	5.64	138,86	86.07
1200-1100	1100	7,20	4.46	146,06	90.53
1100-1000	1000	11,20	6.47	157,26	97
1000-905	905	4,85	3	162	100
somme		162	100		

b)Les altitudes caractéristiques :

b.1)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} =2321 m NGA **H_{min} =905 m NGA**

b.2)L'altitude moyenne :

L'altitude moyenne du bassin est déterminée par la somme du produit des surfaces partielles **S_i** comprises entre les courbes de niveau, et des altitudes moyennes correspondantes **H_i.** Le tableau 5 contient les éléments des calculs.

$$H_{moy} = \frac{\sum_{905}^{2321} S_i H_i}{S} \quad \text{.....(II.5)}$$

Avec :

H_{moy} : altitude moyenne du bassin [m] ;

S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km2] ;

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;

S : superficie totale du bassin versant [km2].

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

Tableau II.02 : Résultats de calcul

Altitudes (m .NGA)	Hi (m)	Surface partielle Si (Km2)	Si.Hi (m.Km2)
2300-2200	2250	0.4	900
2200-2100	2150	2,55	5482.5
2100-2000	2050	5,38	11029
2000-1900	1950	4,37	8521.5
1900-1800	1850	4,33	8010.5
1800-1700	1750	7,18	12565
1700-1600	1650	9,9	16335
1600-1500	1550	19,73	30581.5
1500-1400	1450	40,49	58710.5
1400-1300	1350	35,43	47830.5
1300-1200	1250	9,10	11375
1200-1100	1150	7,20	8280
1100-1000	1050	11,20	11760
1000-900	950	4,85	4607.5
somme			235988.5

Donc : $$H_{moy} = \frac{\sum_{905}^{2321} S_i \, H_i}{S} = 1350\,\text{m}$$

b.3)L'altitude médiane :

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière, d'après la courbe hypsométrique (Fig II.01) on **$H_{méd}$=1460m**

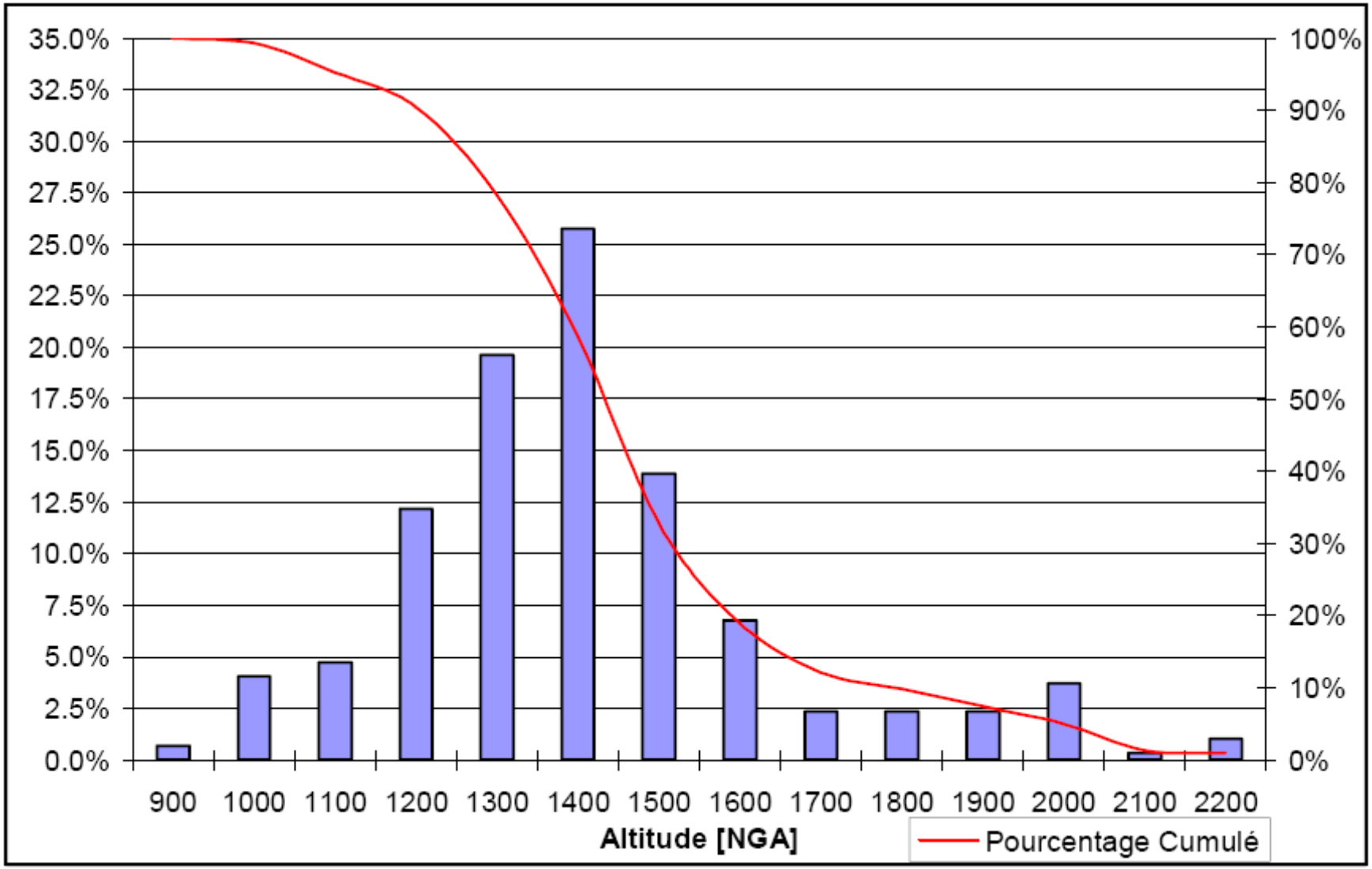


Figure II.01 : courbe hypsométrique

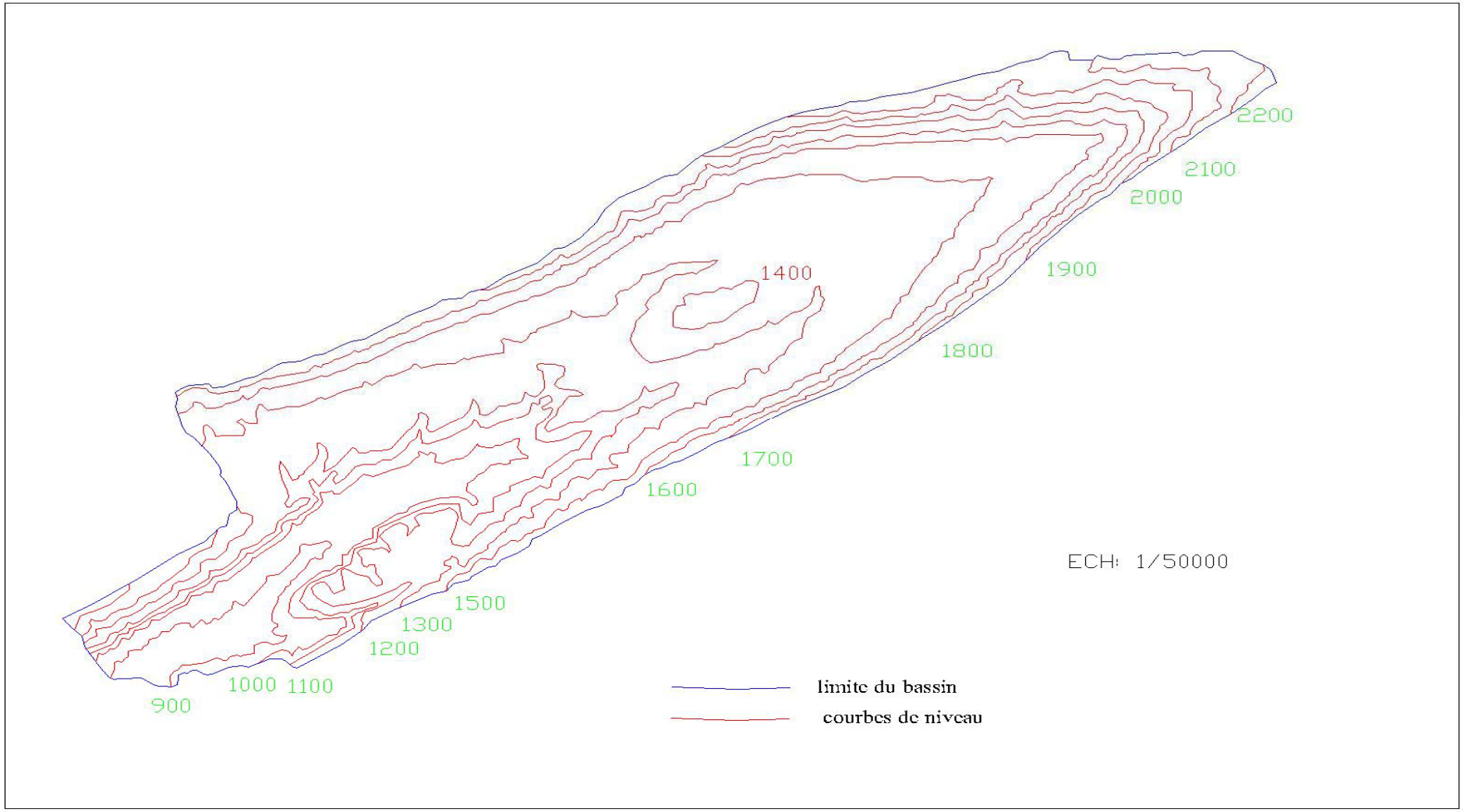


Figure n°:II.2/ bassin verssant en courbe de niveaux

c)Pente moyenne du bassin versant :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + ... + 0.5L_n)}{\overline{S}} \quad .....(II.6)$$

ΔH **:** dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

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

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

Les résultats des mesures sont logés dans le tableau II.3.

Tableau II.03 : Evaluation de la pente moyenne.

N°	Courbes de niveau (m. NGA)	delta H (m)	Longueur (m)
1	900	100	14560
2	1000		26516,7
3	1100		33082
4	1200		47992
5	1300		40864,6
6	1400		5460
7	1500		39214
8	1600		38493
9	1700		30113,3
10	1800		19126,8
11	1900		16314,2
12	2000		13670,5
13	2100		6344,5
14	2200		1661,44

A.N :

$$i_m = \frac{100.10^{-6}.164241}{162}.100\% = 32,74\%$$

la pente moyenne de bassin est : **I_m=32.74 %**

d) Indice de pente :

Indice de pente globale Ig :

A partir de la courbe hypsométrique, nous déduisant les altitudes de fréquence 5% et 95% de la surface du bassin versant (1).

L'indice de pente global sera :

$$Ig = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad .....(II.7)$$

Avec : L : longueur du rectangle équivalent L=34.2 km

$H_{5\%}$=2000m

$H_{95\%}$= 1150m $\}\Rightarrow$ **Ig=2.5%**

Indice de pente moyenne Ipm :

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent (1).

$$Ipm = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \quad \text{..... (II.8)}$$

$\Rightarrow$ **Ipm= 4.14 %.**

.

II.2) Caractéristiques hydrographiques du bassin

II.2.1) le chevelu hydrographique :

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les 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 notre bassin versant de l'oued Bouzina, le cours d'eau principal est de l'ordre.

Le réseau hydrographique est représenté dans la figure n° 03

II.2.2)- Pente moyenne de cours d'eau principal Ic :

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés du cours d'eau principal (1). Il est donné par la formule suivante.

$$Ic = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad \text{.....(II.9)}$$

Avec : Δ H : dénivelée entre deux points suffisamment distants (m).

Δ L : distance entre ces deux points (km).

A.N : Ic=5,95%

II.2.3) Densité de drainage :

Elle est définie pour un bassin versant donnée de surface « S », comme la longueur totale des cours d'eaux de tous les ordres sur la surface drainée, et est exprimée en Km/Km^2.(1)

$$\mathbf{D_d}= \frac{\sum_{i=1}^{n} Li}{S} \quad \text{.....(II.10)}$$

$\sum_{i=1}^{n}$ Li : somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km)

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

$\sum_{i=1}^{n}$ Li=156 Km.

AN: D_d=0.96 Km/Km^2

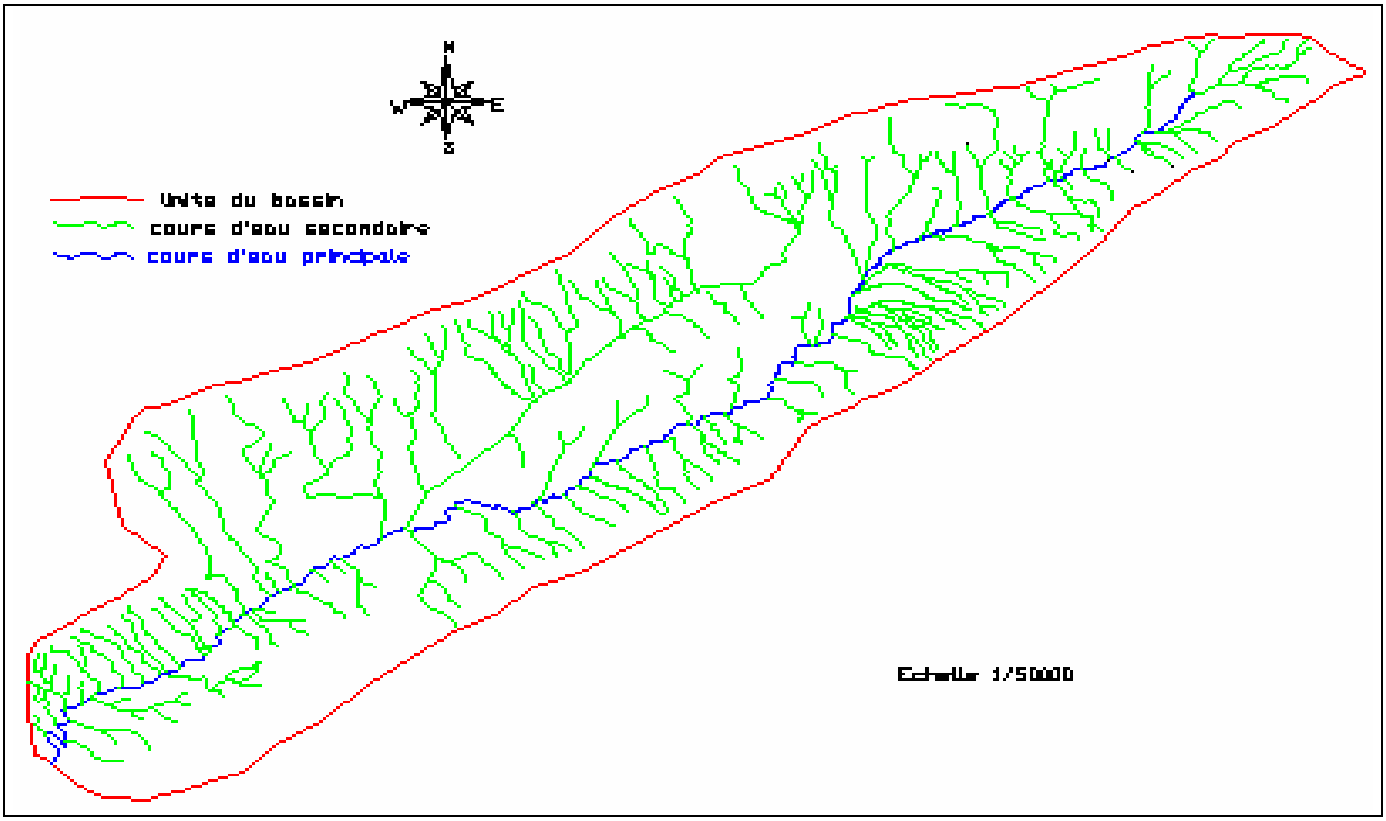


Figure. II.3 : Réseau hydrographique du bassin versant de Bouzina.

II.3)Temps de concentration :

C'est le temps que met la goute la plus éloignée pour atteindre l'exutoire.
Pour sa détermination, on utilise les formules suivantes : (1)

La formule de Giandotti (sud Italie 1937) :

$$Tc = \frac{4\sqrt{s} + 1.5Lp}{0.8\sqrt{Hlmoy - H\min}} \quad \text{.....(II.11)}$$

Lp : Longueur du cours d'eau principal (Km)
S : La superficie du bassin versant (Km^2)
Hmoy : Altitude moyenne du bassin versant (m NGA)
Hmin : Altitude minimale du bassin versant (m NGA).

AN **: Tc =6 Heures**

La formule de KIRPICH :

$$Tc=0.6615(Lp)^{0.77}\ Im^{0.385} \quad \text{.....(II.12)}$$

AN**: Tc =2.95 Heures.**

Formule California :

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot L^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0,386} \quad \text{..... (II.13)}$$

A.N :

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot 34.2^3}{2321 - 905} \right)^{0,386} = \mathbf{3\ ,44\ heures}$$

Commentaire :

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur **Tc=6 heures**, parce que la formule **Giandotti** tient compte les paramètres géométriques éssetille du bassin (langueur du talweg,la pente moyenne du cours d'eau)

II.4)Vitesse de ruissellement :

La vitesse de propagation moyenne dans le bassin versant est :

$$Vr = \frac{Lp}{Tc} \quad \text{(Km/h). ..... (II.14)}$$

Lp : Longueur du cours d'eau principal (Km)

Tc : Temps de concentration (h).

AN : Vr =5,7 Km/h.

Tableau II.04: Tableau récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant :

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km^2	162
Périmètre		P	km	71
Longueur du thalweg principal		L	km	34 ,2
Pente du thalweg principal		I	%	5,95
Indice de compacité		K_C	-	2,5
Coefficient d'allongement		Ca	-	5,18
Rectangle équivalent	longueur	L_r	km	34.2
	largeur	l_r	Km	4.7
Altitudes	maximale	H_{max}	m	2321
	moyenne	H_{moy}	m	1350
	médiane	H_{med}	m	1460
	minimale	H_{min}	m	905
Pente moyenne de B.V		I_m	m/km	3274
Indice de pente globale		I_g	%	2.5
Indice de pente moyenne		I_m	%	4.14
Indice de pente de M Roche		Ip	%	2,66
Densité de drainage		D_d	Km/Km^2	0.96
Temps de concentration		T_c	h	6
Vitesse de ruissellement		V_r	Km/H	5.7

II.5) Caractéristiques climatiques :

II.5.1) Température de l'air :

La température moyenne annuelle et sa répartition durant l'année ont été estimées à partir de séries observées sur les stations voisines, celle de Biskra est la plus significatif

TableauII.05: répartition mensuelle de la température

mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
température moyenne	12	14	17	21	26	31	34	34	29	23	17	13

la température moyenne au site de Bouzina est de 22°C

D'après le tableau on considère que les mois chauds sont les mois d'été (Juin, juillet, août, septembre) durant lesquelles les températures dépassent les 29°C.

II.5.2) Humidité de l'air:

À Tébessa comme à Biskra la tension de vapeur dans l'air varie de 6 à 8 millibars de décembre à avril jusqu'à 13 ou 14 millibars en été. L'hygrométrie peut descendre au dessous de 15% les jours de sirocco et atteint 100 % les rares jours de brouillard.

II.5.3) Evaporation e la surface de l'eau :

La station de Tébessa est la seule qui soit représentative concernant les valeurs de l'évaporation (station communiquée par l'Office National de la Météorologie).

A partir de la carte de l'ETP élaborée par l'ARNH. La répartition mensuelle de l'évaporation est analogue à celle de à la station météorologique de Tébessa car La valeur de l'évaporation annuelle est déterminée par interpolation . c'est la seule station la plus proche du site.

La valeur de 1400mm et voir 1500mm pour l'évaporation totale sur nappe d'eau libre au niveau de la cuvette est ainsi retenue comme valeur représentative.

La répartition mensuelle de l'évaporation évaluée en pourcentage de la valeur annuelle est définie comme suite:

Tableau II.6: répartition mensuelle de l'évapotranspiration potentielle (ETP).

	EVAPORATION
MOIS	mm/MOIS
SEPTEMBRE	151
OCTOBRE	92
NOVEMBRE	49
DECEMBRE	32
JANVIER	33
FEVRIER	47
MARS	87
AVRIL	131
MAI	174
JUIN	213
JUILLET	241
AOUT	213

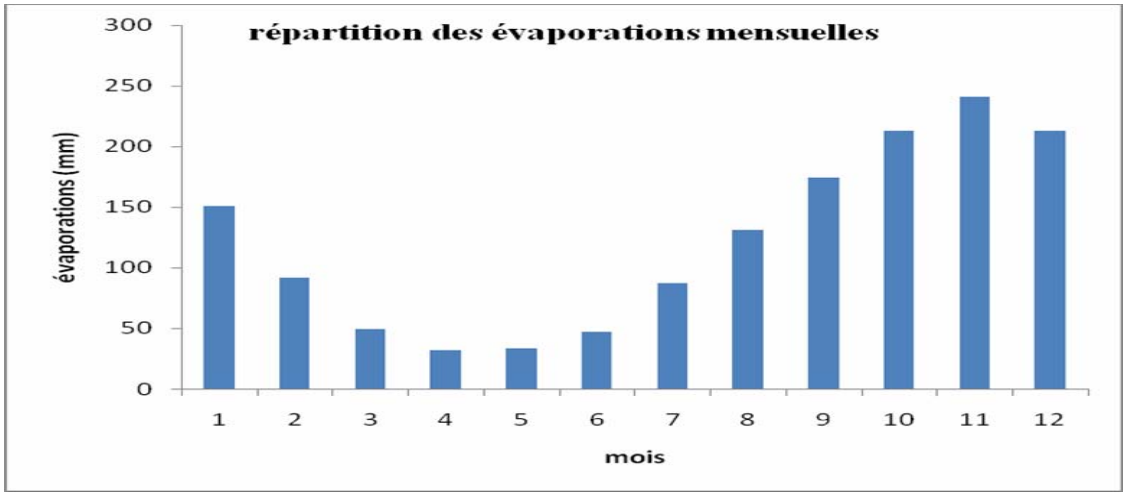


Figure II.05 : Répartition des évaporations mensuelles

II.5.4) Régime des vents :

Les vents dominants sont de secteur nord (NE à NO).leur vitesse moyenne mensuelles varient de 0.6 à Biskra1.8 m/s à Tébessa, sans grande variation d'un mois à l'autre. On note que le site de Bouzina est bien protégé par les crêtes qui l'entour.

II.5.5) La pluviométrie :

L'équation du bilan hydrologique permet de déterminer indirectement tout élément hydro climatique non mesuré. Généralement les précipitations et les écoulements sont mesurés mais d'une façon non uniforme dans l'espace avec des interruptions dans le temps (1).

A) Précipitations Moyennes Interannuelles :

L'absence des séries d'observations hydrologiques dans la région d'étude nous conduit à utiliser les précipitations moyennes interannuelles P_a sont exprimées sous forme de lame de pluie. Pour notre bassin, la lame de pluie moyenne interannuelle est estimée à P_a= 300 mm, dont la valeur est tirée de la Carte Pluviométrique de l'Algérie du Nord élaborée par l'A.R.N.H. La répartition mensuelle des précipitations moyennes est conforme à la répartition climatique de la région de Bouzina. Les précipitations mensuelles sont présentées dans le tableau II.7.

Tableau II.7 : répartition mensuelle des précipitations

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Année cumul
%	12.15	8.73	12.36	10.33	7.02	9.71	9.51	10.36	10.22	4.94	1.18	3.93	100
P_m	30.37	21.82	30.90	25.83	17.54	24.28	23.79	25.90	25.56	12.36	2.95	9.83	251

A travers ce tableau, on déduit que la commune reçoit une pluviométrie de **251mm** par an répartie sur 193 jours, avec :

Un maximum de pluies au mois de décembre et un minimum de pluies au mois de juillet.
Le maximum est relevé au mois de novembre (30,9 mm), quant au minimum, il est de (2,95mm) au mois de juillet. Ces résultats sont donnés sous forme d'histogramme dans la figure (II.6).

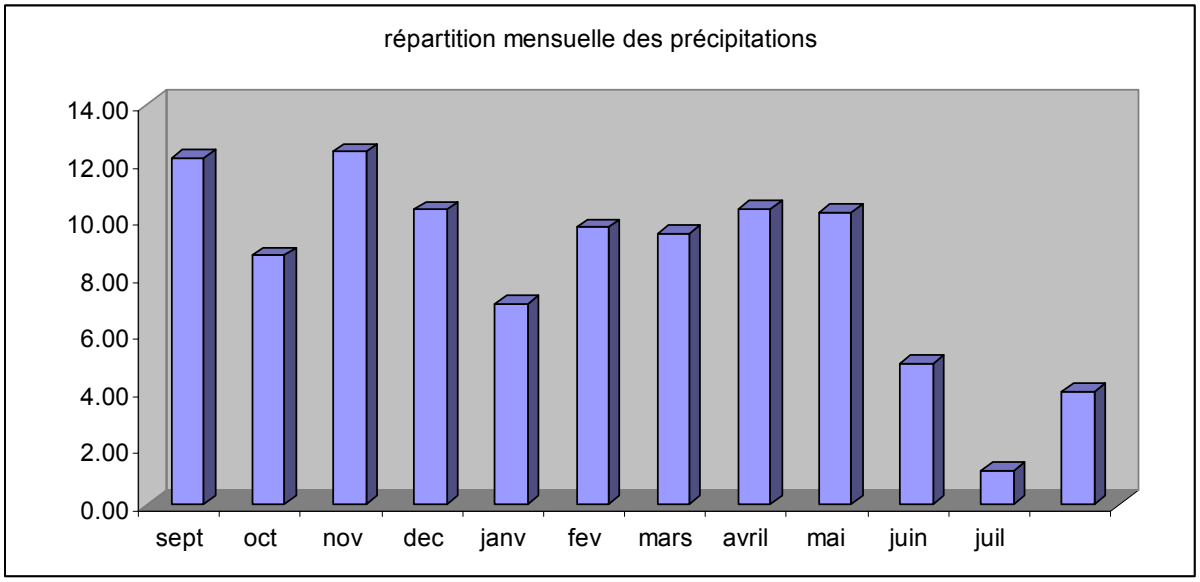


Figure II.06 : Répartition mensuelle moyenne des pluies

B) Pluies maximales journalières :

Les pluies maximales journalières (P_{maxj}) de fréquences (ou période de retour) rares sont génératrices de crues exceptionnelles contre les quelles il faut prémunir les ouvrages.

Après l'analyse des séries pluviométriques des 03 stations disponibles (061302-061303-061304), on a choisi la série de station de 061302) qui a la plus grande période d'observation, de (1978-1979) jusqu'à (2006-2007), pour une période de 29 ans. Elle représente mieux le régime de la pluviométrie maximale journalière.
les trois séries d'observations sont représentées dans l'annexe

Ajustement des pluies maximales journalières :

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel « Hyfran ».

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel (doublement exponentielle) ,Galton (log normale), Gauss (normale) et Pearson III a l'aide de logiciel Hyfran, avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les ajustements.

D'après les graphes d'ajustement Fig (II.07), on a remarqué que les deux graphes de Gumbel et log-normal et très proche mais la série s'ajuste mieux à la loi de log-normal.

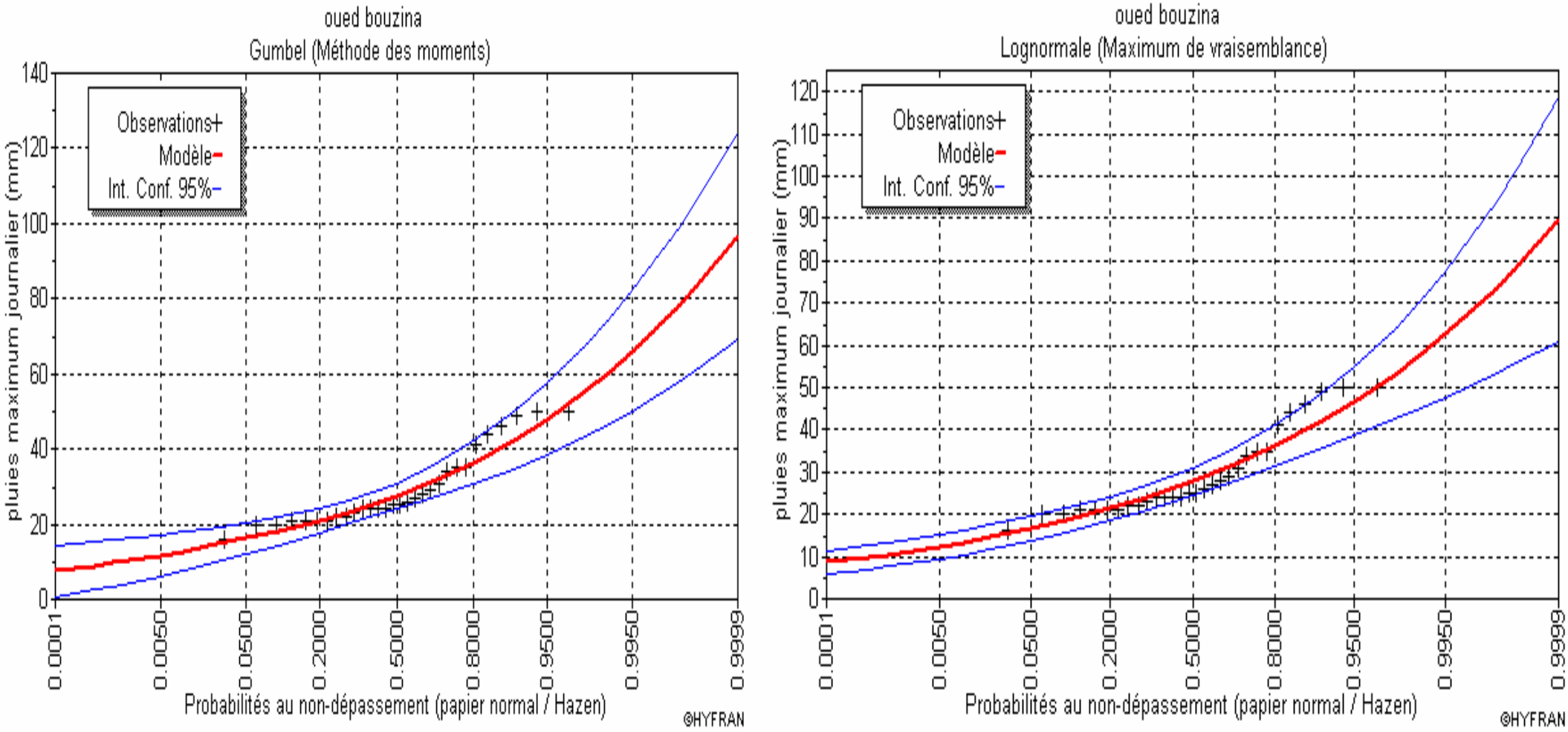


Figure II.07 : Ajustement comparatif avec "Hyfran

En utilisant les deux lois Gumbel et Log normal, on constate que les droites d'ajustement sont bien ajustées par rapport aux nuages de points expérimentaux afin d'opter pour l'utilisation d'un loi on a fait une corrélation entre les valeurs expérimentaux et théoriques de chaque loi ; on a trouvé :

Loi de Gumbel r =0.92

Loi de log normal r = 0.98

Donc on opte pour la Loi de log normal.

Tableau II.8 : Pluies maximales journalières pour les différentes fréquences (Log Normal)

Période de retour	10000	2000	1000	200	100	50	20	10
fréquence	0.01	0.05	0.1	0.5	1	2	5	10
$P_{max\ j}$ (mm)	89.90	78.50	73.70	62.70	57.90	53.20	46.70	41.70

II.6) Pluie de courte durée I.D.F (courbes : Intensité_ Durée_ Fréquence).

Pour la détermination des données pluviométriques des pluies de courte durée (averses) qui sont exprimées à travers les caractéristiques : Intensité -Durée -Fréquence, on a fait appel à la méthode générales (1)

La pluie d'une durée t pour une telle fréquence est donnée par la formule de MONTANA :

$$P_{(ctp\%)} = P_{\max\ jp\%}\left(\frac{t}{24}\right)^{b} \quad ; \qquad \text{..... (II.15)}$$

$P_{ctp\%}$: Pluie d'une courte durée (t) pour une fréquence voulue (mm).

Pj : Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm).

t : durée de la pluie (heures).

b : Exposant climatique (donnée)

Cet exposant climatique dépendant de la position géographique, déterminé à partir de la carte des iso lignes de l'exposant climatique établi par les caractéristiques pluviographiques de la région.(source ANRH)

On prend pour notre site : b=0,32

D'où : $P_{(ctp\%)} = P_{\max\ jp\%}\left(\frac{t}{24}\right)^{b}$ ..... (II.16)

Intensité des pluies est donnée par la formule suivante **: $I=P_t/t$**……..... (II.17)

La pluie et l'intensité de pluie d'un pas de temps voulu pour une fréquence voulue sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.9 pluies de courte durée (mm) et intensité de pluie (mm/h)

			Fréquence										
t(heur)			0.01		0.05		0.1		0.5		1		
1	0.04	0.36	32.52	32.52	28.39	28.39	26.66	26.66	22.68	22.68	20.94	20.94	19.24
2	0.08	0.45	40.59	20.30	35.44	17.72	33.28	16.64	28.31	14.15	26.14	13.07	24.02
3	0.13	0.51	46.21	15.40	40.35	13.45	37.89	12.63	32.23	10.74	29.76	9.92	27.35
4	0.17	0.56	50.67	12.67	44.24	11.06	41.54	10.38	35.34	8.83	32.63	8.16	29.98
8	0.33	0.70	63.25	7.91	55.23	6.90	51.85	6.48	44.12	5.51	40.74	5.09	37.43
10	0.42	0.76	67.93	6.79	59.32	5.93	55.69	5.57	47.38	4.74	43.75	4.38	40.20
12	0.50	0.80	72.02	6.00	62.88	5.24	59.04	4.92	50.23	4.19	46.38	3.87	42.62
14	0.58	0.84	75.66	5.40	66.06	4.72	62.02	4.43	52.77	3.77	48.73	3.48	44.77
16	0.67	0.88	78.96	4.94	68.95	4.31	64.73	4.05	55.07	3.44	50.85	3.18	46.73
18	0.75	0.91	81.99	4.56	71.60	3.98	67.22	3.73	57.19	3.18	52.81	2.93	48.52
20	0.83	0.94	84.81	4.24	74.05	3.70	69.52	3.48	59.15	2.96	54.62	2.73	50.18
22	0.92	0.97	87.43	3.97	76.34	3.47	71.68	3.26	60.98	2.77	56.31	2.56	51.74
24	1.00	1.00	89.90	3.75	78.50	3.27	73.70	3.07	62.70	2.61	57.90	2.41	53.20

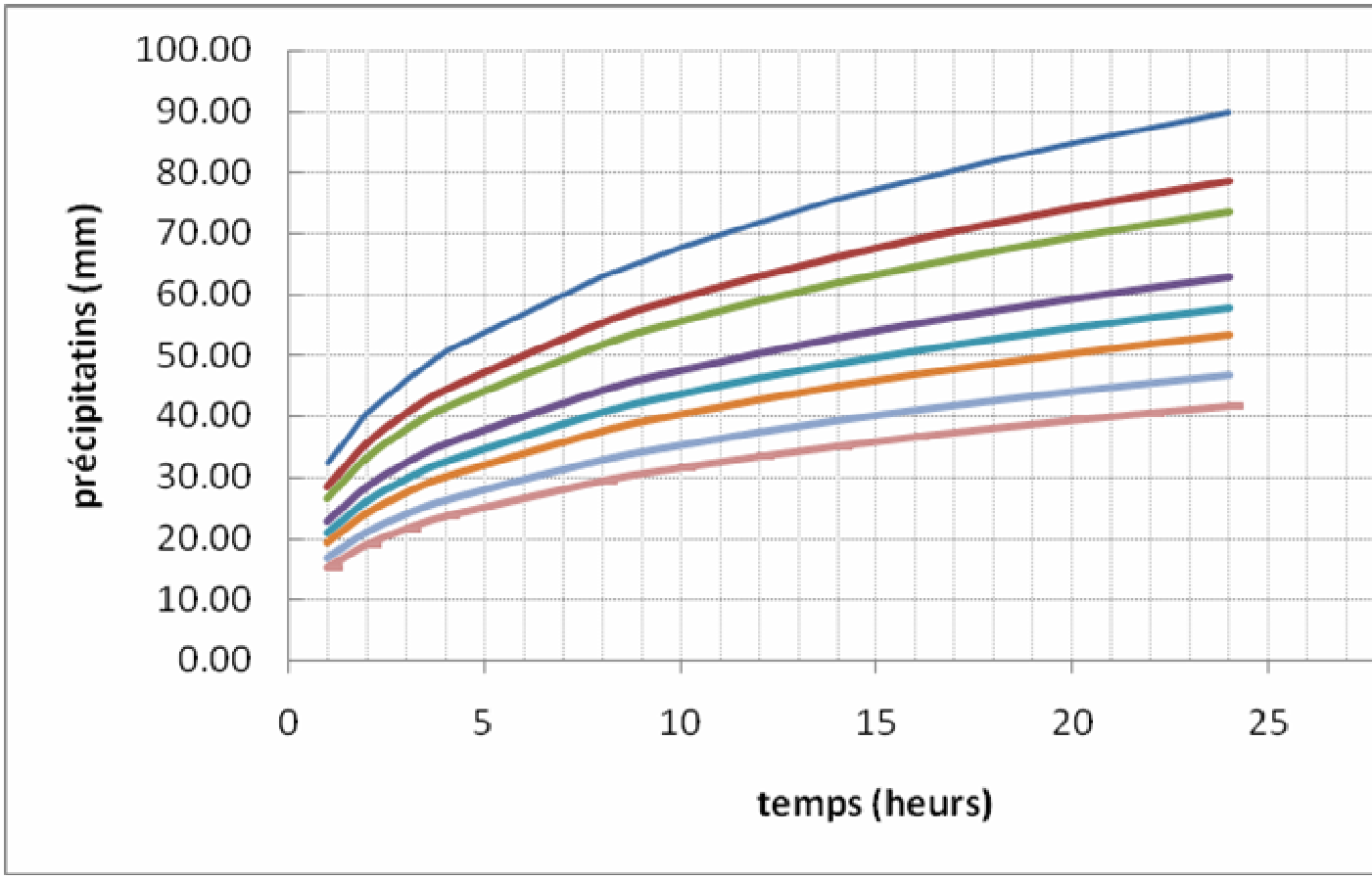


Figure II.9 : courbes des pluies de courte durée

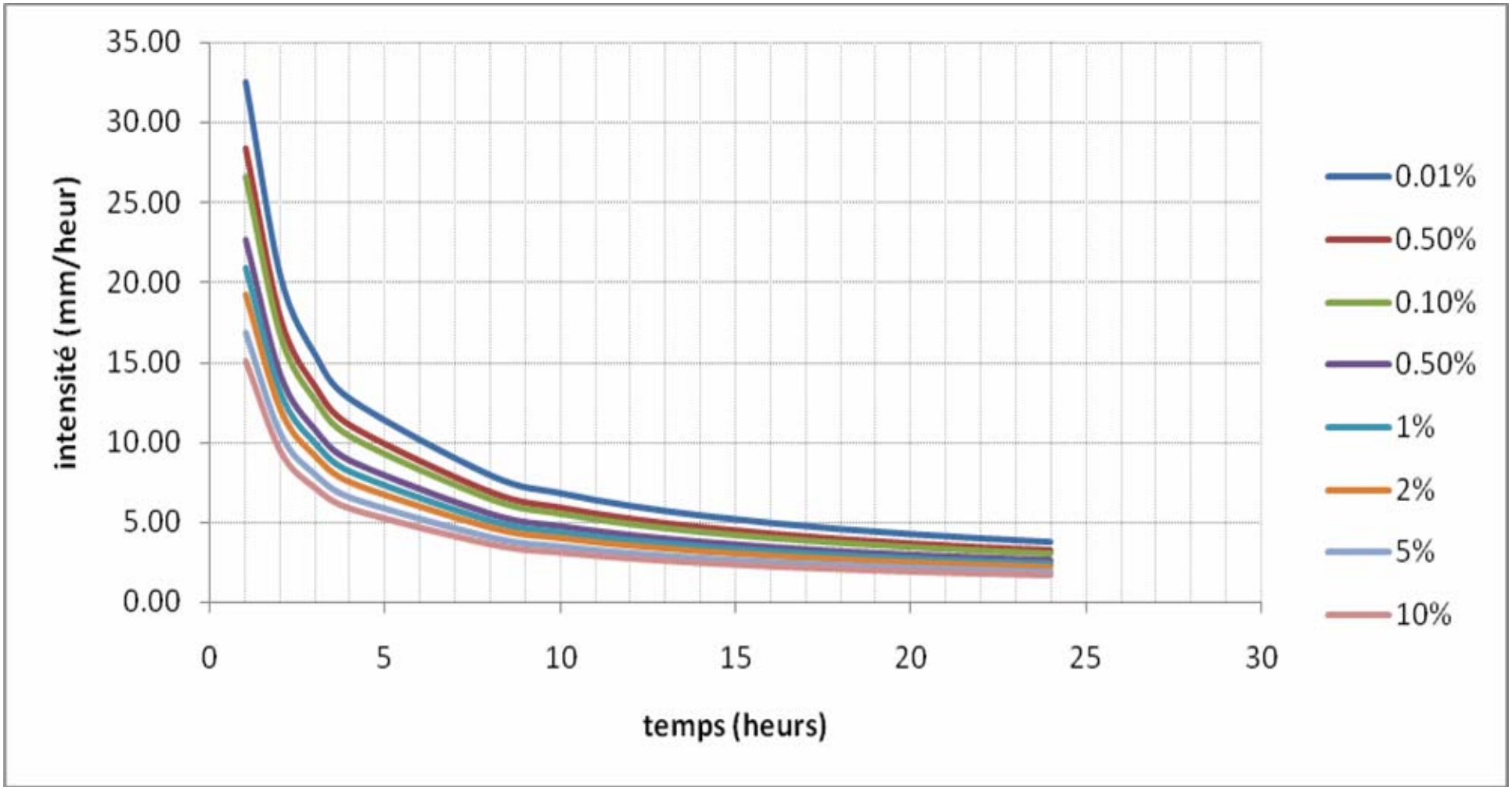


Figure II.10 : courbes IDF(intensité /durée / fréquence)

II.7) Etudes des apports :

La détermination de ces apports est orientée de préférence aux observations hydrométriques, quand elles existent sur le bassin versant propre du site étudié ou par analogie avec un bassin voisin. A défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basés sur la pluviométrie devront être appliqués, ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit.(1)

Q=F (P-D) ..... (II.18)

Avec :

Q : débit annuel d'écoulement (apport).

P : précipitation moyenne annuelle.

D : déficit qui englobe toutes les pertes du bilan hydrologique.

Puisque les données hydrométriques ne sont pas disponibles au niveau de notre talweg principal, les apports seront estimés à l'aide des formules empiriques.

Apport liquides :

A base de manque de séries hydrométriques au niveau du talweg principal, les apports seront estimés à partir des formules empiriques.

Apport moyen interannuel (A0)

L'absence de séries d'observations hydrologiques dans la région d'étude nous conduit à utiliser certaines méthodes et formules empiriques pour l'estimation de l'Ecoulement Moyen Interannuel.

3) Formule de SAMIE:

$$L_e = P_{moy}^2 \left(293 - 2{,}2\sqrt{S}\right) \text{..... (II.19)}$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [mm] ;

S : Surface du bassin versant en [km2] ;

L_e : Lame d'eau écoulée en [mm].

A.N :

$$L_e = 300^2 \left(293 - 2{,}2\sqrt{162}\right) = 20.33 \text{ mm}$$

$$A_0 = L_e \cdot S = 20.33 \cdot 10^{-3} \cdot 162 \cdot 10^6 = 3.29 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

4) Formule de Mallet-Gauthier:

$$L_e = 0{,}6 \cdot P_{moy} \left(1 - 10^{-0{,}36 * P_{moy}^2}\right) \text{ ..... (II.20)}$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [m] ;

L_e : Lame d'eau écoulée en [m].

A.N :

$$L_e = 0{,}6 \cdot 300 \left(1 - 10^{-0{,}36 \cdot 0{,}300^2}\right) = 12.93 \text{ mm}$$

$$A_0 = L_e \cdot S = 0{,}0129 \cdot 162.10^6 = 2.09.10^6 \text{ m}^3$$

5)Formule de Deri II :

$$A_0 = 0{,}513 \cdot P_{moy}^{2{,}683} \cdot D_d^{0{,}5} \cdot S^{0{,}842} \quad \textbf{[10}^{\textbf{6}}\ \textbf{m}^{\textbf{3}}\textbf{]} \quad \text{..... (II.21)}$$

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

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

D_d : Densité de drainage [km/km²].

A.N :

$$A_0 = 0{,}513 \cdot 0{,}300^{2{,}683} \cdot 0{;}96^{0{,}5} \cdot 162^{0{,}842} = 1{,}44.10^6\ m^3$$

6)Formule de l'ANRH:

On a : $\mathbf{A_{moy} = 0.915.\ P^{2.684}.\ S^{0.842}}$ ……(II.22)

P : Pluie moyenne annuelle (mm).

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

AN :

$$\mathbf{A_{moy} = 0.915.\ 0{,}300^{2.684}.\ 162^{0.842} = 2\ .62 Mm^3}$$

7)Formule de TURC :

$$\mathbf{A_0 = Le\ .\ S}$$

$$\mathbf{Le = Pmoy - D}$$

Pmoy : Pluie moyenne annuelle (mm).

D : Déficit de l'écoulement (mm).

$$\mathbf{D} = \left[\frac{Pmoy}{0.9 + \left(\frac{Pmoy}{L} \right)} \right] \textbf{(mm)}$$

$$\mathbf{L = 300 + 25\ Tmoy + 0.05\ (Tmoy)^3.}$$

L : Variable théorique

T_{moy} : Température moyenne annuel

AN : L = 1382 ,4 ; D = 268.57mm. Le = 31.42mm

$$\mathbf{A_0 = 5.09 Mm^3.}$$

Tableau II.10 récapitulatif des apports

La formule	L'apport moyen annuel (Mm^3)
Formule de Samie	3.29
Formule deMallet-Gauthier	2.09
Formule de Deri II	1.44
Formule de l'INRH	2.62
Formule de TURC	5.09
Moyenne	2.9

Commentaire :

. Les valeurs calculées varient de 1,44 (Mm^3) à 5.09(Mm^3) (tableau II.12) , soit du simple au multiple .

on adopte pour (A_0=2,9Mm^3) qui est la moyenne, elle est proche de la valeur trouvée dans l'étude (3 Mm^3).

II.7.1) Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen :

D'après le schéma de répartition mensuelle de la pluviométrie exprimé en pourcentage, sa transformation en schéma de répartition mensuelle des apports, s'effectue en faisant le produit du (%) pluviométrique de chaque mois par l'apport annuel retenu, le tableau ci-dessous résume les apports mensuels :

Tableau II.11: répartition mensuelle de l'apport liquide moyen.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	total
Apport %	**12.15**	**8.73**	**12.36**	**10.33**	**7.02**	**9.71**	**9.51**	**10.36**	**10.22**	**4.94**	**1.18**	**3.93**	**100**
Apport Mm^3	**0,35**	**0,25**	**0,36**	**0,30**	**0,20**	**0,28**	**0,28**	**0,30**	**0,30**	**0,14**	**0,03**	**0,11**	**2,91**

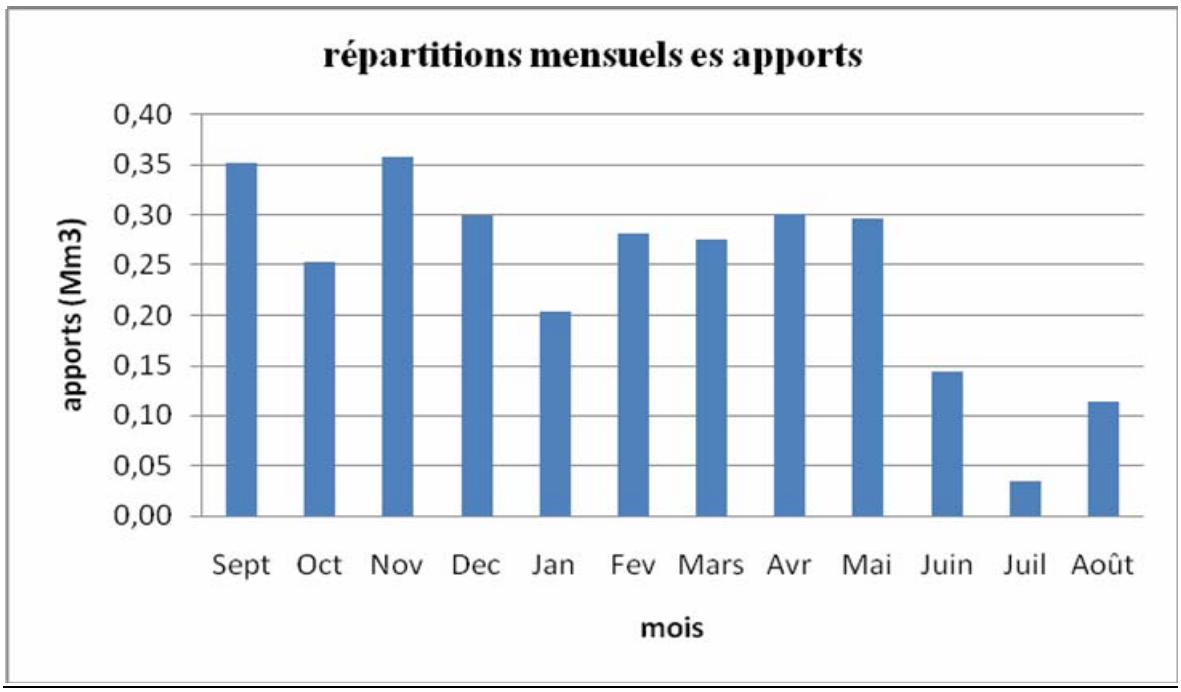


Figure II.11 : Répartition mensuels des apports

II.7.2) Caractéristiques de l'écoulement :

Module de l'écoulement :

Il est donné par : $Me = A_0 / T$ ……(II.23)

Amoy : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes $T = 31{,}536.10^6$ s

A.N : $$M_e = \frac{2{,}9.10^9}{31{,}536.10^6} = 92\,l/s$$

2) Module de l'écoulement relatif (spécifique) :

On a : $M_0 = Me / S_{bv}$. …….. (II.24)

M_0 : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km^2).

A.N : $$M_0 = \frac{92}{162} = 0.56\ l/s/km^2$$

3) Lame d'eau écoulée :

$L_e = A_0/S_{BV}$. …… (II.25)

A.N: $$L_e = \frac{2.91.10^6}{162.10^6} = 0{,}018\,m = 18\,mm\ .$$

Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par : $Ce = Le / Pmoy$ ……(II.26)

AN :

$$C_e = \frac{18}{300} = 0{,}06\ .$$

II.7.3) Apports fréquentiels :

Analyse fréquentielle de l'écoulement

Pour le dimensionnement de notre barrage, une étude des apports fréquentiels parait nécessaire.(1)

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Pearson III qui est donnée comme suit : (1)

$$A_{\%} = F_{p\%} C_v A_0 + A_0$$ ……..(II.27)

Avec : $F_{p\%}$: fonction RYBKINE-FOSTER qui tabulé de Cv, Cs,P%

A% : Apport de fréquence donnée.

μ :Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel (Hm^3).

Cv : Coefficient de variation.

En absence des données hydrométriques des petits bassins versants, on fait appel pour la détermination de coefficient de variation Cv des apports annuels au retenus de oued Rmeil des formules empiriques.
Les calculs sont effectues a partir des formules empiriques, à savoir :

Formule de OURKGUIPROVODKHOZ :

$$Cv = \frac{0.7}{(M_0)^{0.125}} \qquad \text{.....(II.28)}$$

Cv = 0,75

M_0 : module spécifique en (l/s Km^2).

Formule Algérienne de N.N PADOUM :

Cette formule donne de bons résultats de l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel et en plus elle est établi à partir d'une analyse statistique de 42 oueds de l'Algérie du nord cette relation s'écrit comme suit : (1) $Cv=0.93\ K / M_0^{0.23}$
Avec : K : coefficient de réduction K= (0.25-1.00) on prend K=0.65
M_0 : module spécifique du bassin versant en (l/s/km^2).

Cv = 0.68

Formule de SOKOLOVSKY :

$Cv = 0.78 – 0.29 \log M_0 – 0.063 \log (S + 1)$
M_0 : Module de l'écoulement relatif

Cv = 0.57

Formule de KRISTEKLY MENKEL:

$Cv = 0.83 / (S^{0.06}. M_0^{0.27})$
M_0 : module de l'écoulement relatif **Cv = 0.71**

Tableau II.12: récapitulatif des Cv

La formule	Le coefficient de variation Cv
SOKOLOVSKI	**0.57**
OURKGUIPROVODKHOZ	**0,75**
KRISTEKLY MENKEL	**0.71**
Algérienne de N.N. PADOUM	**0.68**
Moyenne	**0.67**

On opte pour la formule de KRISTEKLY MENKEL, car elle nous donne une valeur de coefficient de variation plus proche de la moyenne, c'est-à-dire que Cv=0,67

-coëfficiënt d'asymétrie :

$$C_s = \frac{\Sigma(x_i - x_0)^3}{(N-1)\sigma^3} = 0{,}35 \qquad \text{……..(II.29)}$$

$N \prec 30$

$c_s = 0{,}35$

L'apport fréquentiel est alors :

$$A_{\%} = F_{p\%} + 2.9$$

Les résultats de calcul pour les différentes fréquences sont donnés dans le tableau II.13.

Tableau II.13: Les apports de différentes fréquences.

Période de retour	10	50	100	1000
Fréquence P (%)	10	2	1	0.1
Fonction $F_{P\%}$	1,305	2,29	2,575	3,59
Apport (Mm^3)	2,9	3,93	4,21	5,23

II.7.4) Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%.

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : **$A_{80\%}$=1.64Mm^3**

Tableau II.14: répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	total
Apport %	12.15	8.73	12.36	10.33	7.02	9.71	9.51	10.36	10.22	4.94	1.18	3.93	100
Apport Mm^3	0.20	0.14	0.20	0.17	0.12	0.16	0.16	0.17	0.17	0.08	0.02	0.06	1.64

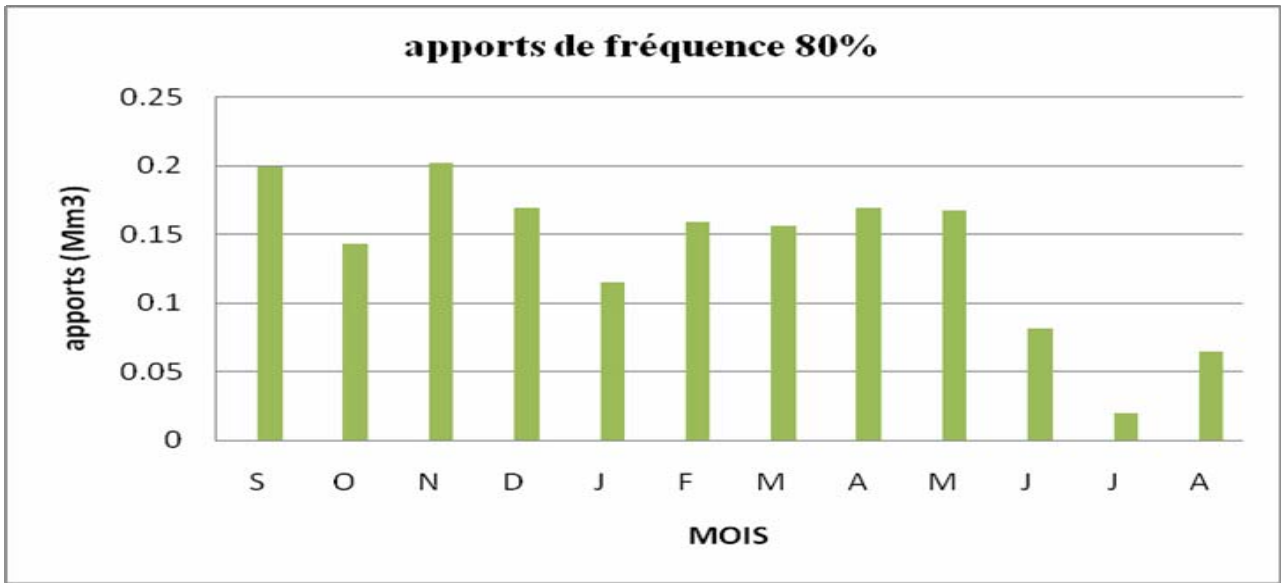


Figure II.11 : Répartition mensuels des apports de fréquance 80%

II.8) Transport solide et l'estimation du volume mort :

Le manque de données de mesure du transport solide nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide. La formule utilisée est empreinte au guide maghrébin pour l'exécution des études et des travaux de retenues collinaires, édite par le P.N.U.D./O.P.E. en mai 1987.

Ces apports solides dépendent de l'étendue du relief du B.V, de la résistance à l'érosion de sol, liée elle-même à la végétation par la présence des racines et à la nature géologique des roches et au régime des pluies et des températures. Tel que les eaux du cours d'eaux transportent les sédiments sous deux formes :

-par charriage

- par suspension

● Formule de FRIGUI H.L. (2001)

L'érosion spécifique en T/km^2/an est exprimée selon Frigui pour partie centrale du territoire tunisien semi-aride:

$$E_s = 49{,}8\frac{L_e^{0{,}89}}{S^{0{,}26}} = 173.75\ \text{T/Km}^2\text{/an}$$

Où: E_s – Erosion spécifique, T/km^2/an.

L_e – Lame d'eau moyenne annuelle, mm;

S – Surface du bassin versant, km^2.

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments γ =1.4 T/m^3. Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{E_s.S}{\gamma} = 20106{,}42 \text{ m}^3/\text{an}$$

● **Formule de Tixeront :**

La formule de Tixeront est recommandée pour la région de l'Est algérien pour l'évaluation du taux d'abrasion:

$$T_a = 223 \times E_a^{0.18} = \mathbf{423} \text{ T/km}^2/\text{an}$$

où:

Ta – Taux d'abrasion, T/km^2/an.

E_a – Écoulement moyen interannuel, mm.

En tenant compte du poids spécifiques moyen des sédiments γ =1.4 T/m^3. Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{T_a.S}{\gamma} = 10937{,}6 \ m^3/\text{an}$$

Tableau II.15: récapitulatif de Volume annuel moyen

Formule de	Taux d'abrasion	Volume annuel moyen
FRIGUI	173 T/km^2/an	20106 m^3/an
TIXERONT	423 T/km^2/an	10937,6 m^3/an

En absence des données hydrométriques sur le transport solide des oueds voisins, on peut se contenter de ce résultat reflétant l'ordre de grandeur plus ou moins vraisemblable, utile dans les applications de dimensionnement de l'ouvrage.

La garde d'envasement (période pendant laquelle la retenue est exploitable) est généralement calculé pour une période de 10 à 50 ans. Prenons 15ans ; ceci pour des raisons économiques

Le volume mort est égal au produit de l'écoulement moyen interannuel solide par le nombre d'années de la période $n = 50\,ans$:

On adopte les résultat de la Formule de FRIGUI H.L. (2001) car elle prendre en considération le climat de la région et lame d écoulement, la surface du bassin versant qui est égale à Vs= 11817m^3.

Le volume mort est égal au produit de l'écoulement moyen interannuel solide par le nombre d'années de la période $n = 29 ans$:

$$V_{mort} = n \times V_s = 29 \times 20106 = 583074\, m^3$$

$$V_{mort} = 583074\, m^3$$

II.9) Etude des crues :

Les débits spécifiques maximums se caractérisent par un rabattement avec l'augmentation de la superficie du bassin versant. Aussi, le zonage vertical a une grande influence sur la distribution des caractéristiques physiques de surface, pluviométriques et hydrologiques. En général, la pluviométrie et le ruissellement superficiel augmentent avec l'accroissement de l'altitude. D'où les débits maxima spécifiques augmentent avec l'altitude et diminuent avec l'augmentation de la superficie des bassins versants. (1)

On fait appel aux différentes méthodes d'estimation des débits maximums des crues qui sont fondées sur un concept de transformation des eaux de pluie en ruissellement sous l'influence des facteurs de surface propres au bassin versant et la concentration parmi ces méthodes sont:

II.9.1) Formule empiriques :

A) Formule de MALLET-GAUTHIER:

On a:

$$Q_{max,p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A.P_{moy}).S \cdot \sqrt{1 + 4\log T - \log S}}{\sqrt{L}} \quad \text{…… (II.30)}$$

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

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

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

L : Longueur du talweg principal [Km].

K : coefficient dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 1 et 3 [K =1].

A : coefficient Régional pris égal a 20

T : période de retour [an].

$$Q_{max,p\%} = \frac{2 \cdot 3 \cdot \log(1 + 20 \cdot 0{,}3).162 \cdot \sqrt{1 + 4\log T - \log 162}}{\sqrt{34.2}} = 140 \cdot \sqrt{\log T - 2.2}$$

Le Tableau II.16 :nous donnes les résultats de calcul pour différents périodes de retour.

Tableau II.16: récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.

Période de retour (an)	1000	100	50	20	10
Q_{max} (m^3/s)	460	365	331	280	234

B) Formule de SOKOLOVSKY :

On a :

$$Q_{max,p\%} = \frac{0.28 \cdot P_{ct} \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_c} \quad \text{……..(II.31)}$$

S : Superficie du bassin [Km²].

T_c : temps de concentration[h].
P_{ct} : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.
α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée

Tableau II.17: valeur de α en fonction de la fréquence.

Fréquence (%)	0,1	1	2	5	10
α	0,8	0,7	0,65	0,60	0,55

F : Coefficient de forme de la crue $\left[F = \frac{12}{4+3\gamma}\right]$

Tableau II.18: valeur de γ en fonction de bassin versant.

Condition	γ
Surface du B.V compris entre 1 et 50 km²	$\gamma = 2$
Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable	$2 \leq \gamma \leq 2.5$
Pour un bassin boisé	$3 \leq \gamma \leq 4.$

On prend : **γ = 3** D'où : **F = 0.92**

$$Q_{max,p\%} = \frac{0.28 \cdot P_{ct} \cdot \alpha \cdot 0.92 \cdot 162.10^6}{6.3600} = 1932 \cdot (P_{ct}) \cdot \alpha$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau II.19.

Tableau II.19: récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky

Période de retour (an)	1000	100	50	20	10
Fréquence	0.1%	1%	2%	5%	10%
P_{ct} (mm)	73.70	57.90	53.20	46.70	41.70
$\alpha_{p\%}$	0.80	0,70	0.65	0.60	0,55
$Q_{max\ p\%}$ (m^3/s)	113.91	78.30	66.8	54.13	44.31

C) Formule de POSSENTI :

On a:

$$\mathbf{Q_{p\%} = \frac{\mu \cdot P_{maxj\%} \cdot S}{L}} \quad \text{..... (II.32)}$$

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

μ : Coefficient compris entre 700 et 800 [μ = 710]

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

A.N :

$$Q_{p\%} = \frac{750 \cdot P_{\max j\%} \cdot 162}{34,2} = 3552,63 \cdot P_{\max j\%}$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau II.20.

Tableau II.20: récapitulatif des résultats de la formule Possenti.

Période de retour (an)	1000	100	50	20	10
$P_{\max j\%}$ (mm)	73.70	57.90	53.20	46.70	41.70
Q_{max} (m^3/s)	262	205	189	166	148

D) Formule de TURAZZA :

Cette formule a été développée en Italie :

$$Q_{P\%} = \frac{1}{3.6} C_r \frac{P_{tc,P\%}}{t_c} S \quad m^3/s \text{ ……..(II.33)}$$

où:

C_r – Coefficient de ruissellement, donné en fonction des fréquences C_r=f(P%)

S : Superficie du bassin versant (Km²).

$P_{tc\ p\%}$: pluies de courte durée pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration

Tableau II.21: récapitulatif des résultats de la formule Turazza.

Fréquence (%)	0,1	1	2	5	10
C	0,80	0,70	0,65	0,60	0.55
$P_{tc\ p\%}$ (mm)	73.70	57.90	53.20	46.70	41.70
Q_{max}(m^3/s)	442	304	259	210	172

E) Formule de Giandotti :

$$Q_{\max\%} = \frac{C.S.(H_{moy} - H_{\min})^{1/2}}{4(S)^{1/2} + 1.5L} . P_{tcP\%} \text{ ……..(II.34)}$$

$Q_{max\ (\%)}$: débit maximum de crue en m3/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

S:superficie du bassin versant.

L:longueur du talweg principal.

H_{moy}, H_{min}:altitudes moyennes et minimales (en m).

$P_{tc\ p\%}$: pluies de courte durée pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration

C : Coefficient topographique variant entre 66 et 166 (C=160)

A.N :

$$Q_{\max\%} = \frac{160.162.(1350-905)^{1/2}}{4(162)^{1/2}+1.5.34.2}.P_{tcP\%} = 5355.4\,p_{ctp\%}$$

Tableau II.22: récapitulatif des résultats de la formule Giandotti

Période de retour (an)	0.1	1	2	5	10
$P_{ct\,p\,\%}$ (mm)	73.70	57.90	53.20	46.70	41.70
Q_{max} (m^3/s)	394.69	310.08	284.91	250.10	223.32

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le Tableau II.23.

Tableau II.23: récapitulatif des résultats de débit de crue.

Formule	$Q_{0,1\%}$ (m^3/s)	$Q_{1\%}$ (m^3/s)	$Q_{2\%}$ (m^3/s)	$Q_{5\%}$ (m^3/s)	$Q_{10\%}$ (m^3/s)
Mallet - Gauthier	460	365	331	280	234
Sokolovsky	113.91	78.30	66.8	54.13	44.31
Possenti	262	205	189	166	148
Turraza	442	304	259	210	172
Giandotti	394.69	310.08	284.91	250.10	223.32

L'analyse des résultats obtenus par les formules empiriques montre des différences considérable. Mais ce qui est trouvé dans l'étude est très important que celles trouvées par ces formules. On peut dire que la modélisation des crues n'est jamais tolérée ou bien il faut toujours comparer avec les formules pour vérifier les résultats.

II.9.2) Hydrogramme de crues :

L'image graphique d'une crue pluviale peut être représentée par son hydrogramme. L'hydrogramme de la crue exceptionnelle est généralement caractérisé par la forme d'un triangle parabolique avec un seul maximum, un temps de montée comparativement court par rapport au temps de décrue. Parmi les modèles courants, on utilise celui de Sokolovsky qui considère l'hydrogramme comme un triangle parabolique formé par deux branches.

La branche de la phase montée est exprimée l'expression suivante : (1)

$$Q(t) = Q_{\max}\left(\frac{t}{t_m}\right)^2 \quad \text{.....(II.35)}$$

Et la branche de la phase décrue est exprimée par l'expression :

$$Q(t) = Q_{\max}\left(\frac{t_d - t}{t_d}\right)^3 \quad \text{.....(II.36)}$$

Où:

$Q_{(t)}$ débit courant, m^3/s.

$Q_{max\ p\%}$ -ordonnée maximale de l'hydrogramme

t-Temps courant,.

tm-Temps de montée.

td-Temps de décrue.

Seulement, l'application des ces deux relations avec les puissances respectives pour la phase de montée m= 2 et pour la phase de décrue n=3, correspond à une lame de ruissellement donnée, qui diffère totalement de la valeur réelle du ruissellement propre à le crue de projet.

Où :

t_m : Temps de montée de la crue [t_m= 6].

t_d : temps de la décrue [t_d=δ.t_m].

δ : Coefficient qui dépend du caractéristiques du bassin versant.

Tableau II.24 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue

Condition	δ
-S≤ 50 Km^2	2
- pour du petit bassin non boisé, sol peu perméable	2 à 2,5
-pour des bassins boisés, sol perméable	3 à 4

Pour notre bassin δ= 2

A.N :

$t_d = \delta.t_m = 2.6 = 12$ heurs.

Pour la montée :

$$Q_m = Q_{max}\left(\frac{t}{6}\right)^2$$

Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{max,p\%} \cdot \left(\frac{(12-t)}{12}\right)^3$$

Les résultats obtenus pour les fréquences (10%,5%,2%,0.1%) sont représentés dans le Tableaux suivant.

Tableau II.25 : récapitulatif des résultats de calcule pour tracé le Hydrogramme du crue

	Période de retour (ans)				
temps (h)	10	20	50	100	1000
0	0	0	0	0	0
1	6.50	7.78	9.19	10.14	12.78
2	26.00	31.11	36.78	40.56	51.11
3	58.50	70.00	82.75	91.25	115.00
4	104.00	124.44	147.11	162.22	204.44
5	162.50	194.44	229.86	253.47	319.44
6	234.00	280.00	331.00	365.00	460.00
7	180.24	215.67	254.95	354.32	354.32
8	135.42	162.04	191.55	266.20	266.20
9	98.72	118.13	139.64	194.06	194.06
10	69.33	82.96	98.07	136.30	136.30
11	46.45	55.58	65.70	91.31	91.31
12	29.25	35.00	41.38	57.50	57.50
13	16.93	20.25	23.94	33.28	33.28
14	8.67	10.37	12.26	17.04	17.04
15	3.66	4.38	5.17	7.19	7.19
16	1.08	1.30	1.53	2.13	2.13
17	0.14	0.16	0.19	0.27	0.27
18	0.00	0	0	0	0

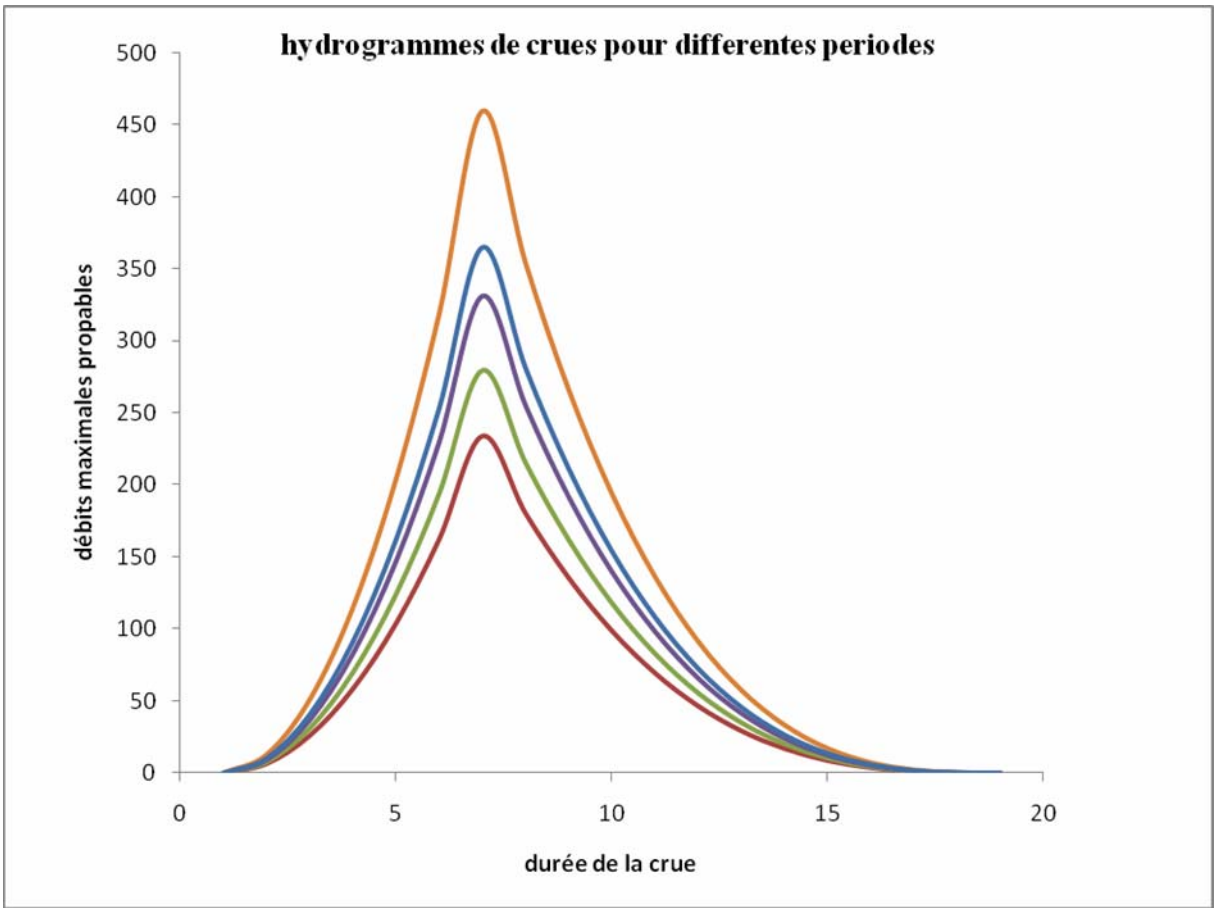


Figure II.12 : l'hydro grammes de crue pour différentes périodes de retour

II.10) Choix de fréquence de la crue du projet :

Le choix de crues de projet dépende de degré de risque admis en cas de dépassement de celle –ci .IL intervient à la fois sur la sécurité du barrage et sur la dimensionnement des ouvrages d évacuations et de la réserve supplémentaire nécessaire au laminage de la crue de projet (1)

La première tache dans la détermination d'une crue de projet est de fixer le degré de sécurité accepté qui sera à la base de son estimation. Idéalement, ce choix devrait reposer sur des considération technique et économique liées à l'aménagement et à sont environnement. (1)

La tendance actuelle dans de nombreux pays est de distinguer l'aspect sécurité du barrage de celui du dimensionnement des ouvrages d'évacuation. Cette approche conduit en pratique à définir deux crues de projet et les deux capacités correspondantes des ouvrages d'évacuation : (1)

Une **crue de sécurité** pour laquelle on considère pratiquement comme acceptable que la crête du barrage,les ouvrages d'évacuation et de dissipation d'énergie soient à la limite de

la rupture,mais présentent encore un fonctionnement sur. Cette crue est souvent égale à la PMF ;

Une **crue de projet** stricto sensu devait être évacuée dans des conditions normales avec une marge de sécurité fournie par la revanche. Cette crue est généralement estimée comme un pourcentage de la PMF ou une crue de probabilité de dépassement donnée.

Si le choix de la crue de projet et le dimensionnement des ouvrages d'évacuation sont théoriquement fixés sur la base de considérations techniques et économiques et sur l'analyse des dommages qui résulteraient de la rupture du barrage, ils dépendent aussi de la confiance que l'on peut avoir dans les données base, des caractéristiques de l'ouvrage et des contraintes que l'on impose dans les calculs des ouvrages d'évacuation.

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

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

$$\mathbf{I_g = I_a \ x \ I_d \ x \ I_r \ .}$$

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 centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

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 éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque moyen (degré 02) et on opte pour la crue millénaire avec une vérification avec la crue millénaire.

D'où :

$$\mathbf{Q_{crue\ projet} = 460\ m^3/s}$$

Pour la crue des travaux Nous adoptons crue de période de retour (T =20 ans) .

$$\mathbf{Q_{crue\ travaux} = 280 m^3/s}$$

On signale que ces données sont celles trouvées dans l'étude de faisabilité.

II.11) Régularisation:

En sus des demandes, les données nécessaires au calcul de régulation concernent la description de la retenue: (1)
- Relation Hauteur-Volume.
- Relation Hauteur-Surface.
- Volume minimum (tranche "morte").
- Volume maximum de stockage (retenue normale).

· Les séries hydrologiques.
- Pluie journalière directe sur la retenue.
- Evaporation sur la retenue.
- Apport simulé de l'Oued.

L'étude de régularisation vise à établir la relation Cote de retenue normale-degré de satisfaction des demandes AEP et irrigation, afin de proposer un volume utile de retenue. Elle s'appuie sur les apports obtenus par simulation continue sur 178 ans. L'aménagement de Bouzina est à vocation fondamentalement agricole. Cependant sa destination finale n'est pas encore définie. On considère dans qu'une certaine dotation sera servie à la demande AEP.

Répartition saisonnière des demandes :

La répartition est donnée dans le tableau suivant a pas journalière .

Tableau II.26: répartition saisonnière des demandes

répartition saisonnière des demandes			
mois	nbr jours	demande mensuel	
		AEP(%)	irrigation(%)
janvier	31	8	0
février	28	8	0
mars	31	8	1
avril	30	8	7
mai	31	9	13
juin	30	9	17
juillet	31	9	21
aout	31	9	18
septembre	30	8	12
octobre	31	8	11
novembre	30	8	0
décembre	31	8	0
total	365	100	100

L'étude de régularisation conclut avec la proposition de deux configurations raisonnables :

• Une configuration raisonnable ''basse'' :

- demande globale de 2.4 hm³
- cote de couronnement : 1 034 m

• Une configuration raisonnable ''haute'' :

- demande globale de 3.0 hm³
- cote de couronnement : 1 039 m

La Figure 2-5 montre les courbes du volume total et utile en fonction du niveau du plan d'eau de la retenue. Dans la tranche qui nous intéresse, la courbe du VARG se présente de manière presque linéaire en fonction du niveau de la retenue.

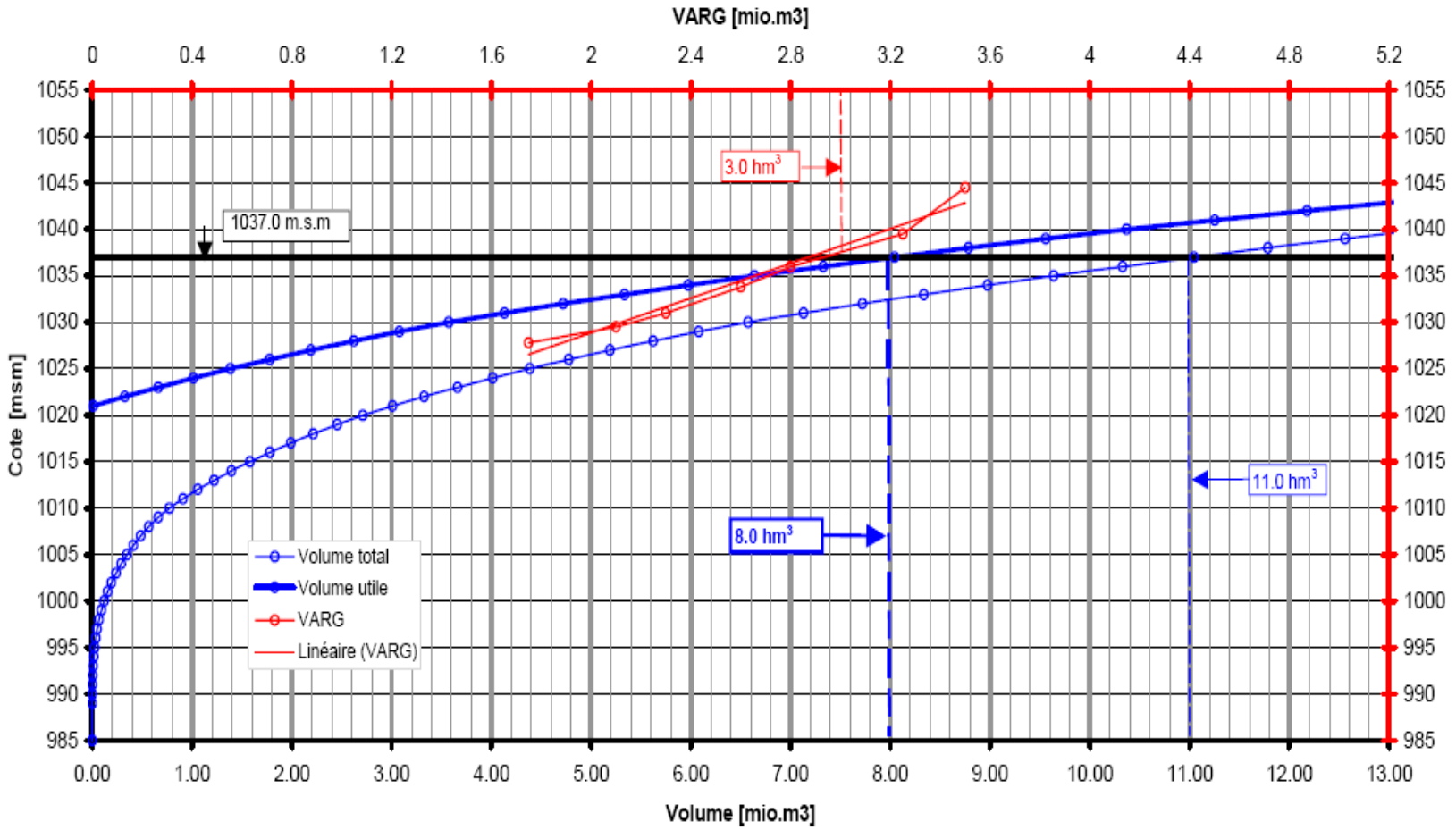


Figure II.13: volume total et volume régularisé en fonction du niveau normale de la retenue

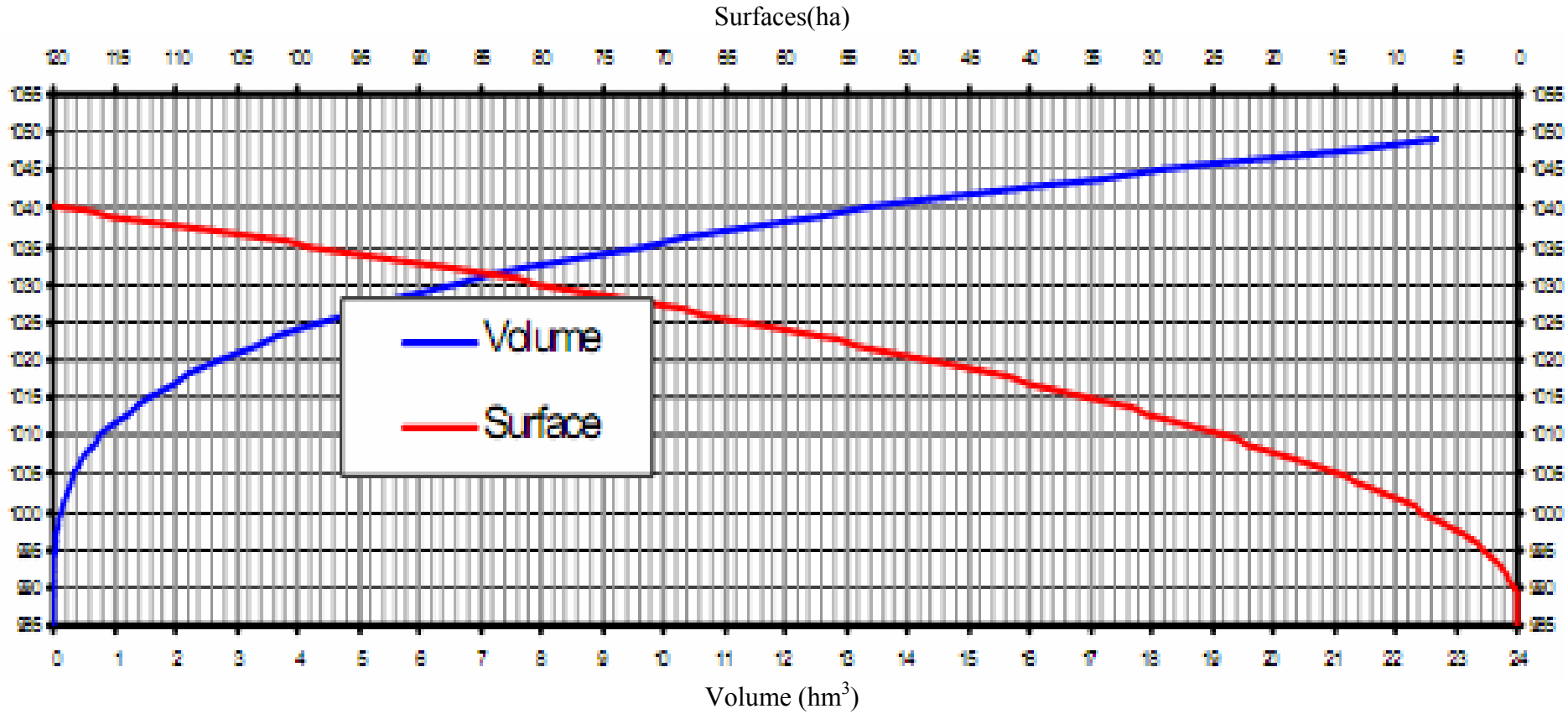


Figure II.14 : Courbes Capacité- Hauteur et Surface- Hauteur

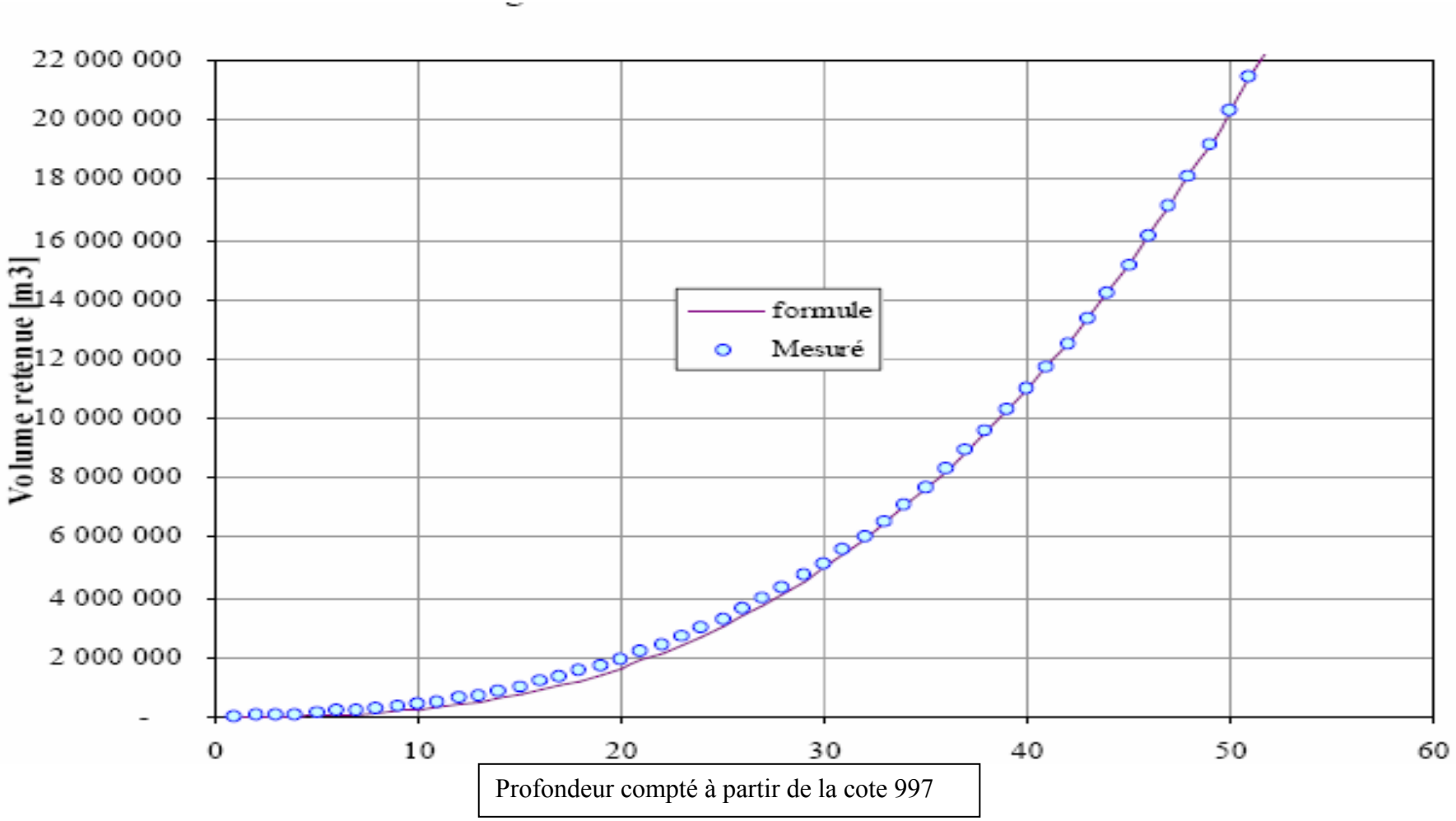


Figure II. 15 : représentation du rapport hauteur volume stocké

Conclusion :

Suite à l'analyse des données disponibles, on peut dire que les modèles hydrologiques utilisées ne peuvent être jamais adapter pour l'analyse et l'interprétation des données, cela induit à un sur dimensionnement, la différence entre l'étude qui a était faite et ce qu'on a trouvé ,et la première étude montre des différences énorme malgré que les formules empirique sont les mêmes.

Chapitre III : Critique et Suggestions

Introduction :

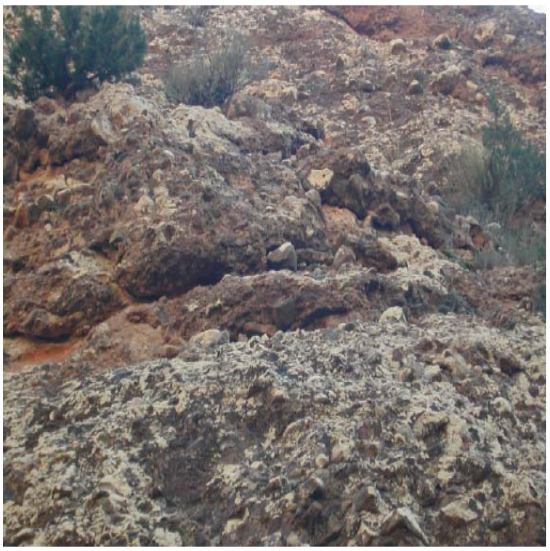
Avant de procéder à la réalisation d'un barrage, il faut toujours passer par une étude de faisabilité, cette dernière qui englobe les caractéristiques (topographiques, géologiques, hydrogéologiques, géotechniques), méthodes de dimensionnement, et enfin une étude comparatif pour le choix de la variante adéquate et la plus économique.

Dans le cas du barrage de Bouzina le choix est arrêté pour un barrage en béton compacté au rouleau, ce dernier apparait le plus économique vis-à-vis des autres variantes du point de vue temps de réalisation qui est réduit par rapport aux types (barrage homogène, barrage a noyau argileuse).

Tandis que ce choix est encore discutable vue les données d'étude de faisabilité.

III.1) contexte géologique :

Dans le site du barrage coté amont, les rives présentent quelques fractures ouvertes dans les conglomérats dont la profondeur est inconnue sur toute la rive droite. Comme le montre la photo suivante



Conglomérat

faille sur rive

Ces fissures seront injectées par la suite et ne reflètent pas la réalisation. Tandis que ce type de conglomérat reste a vérifié.

III.2) contexte hydrologique :

Les caractéristiques hydrologiques sont un peu plus importantes et cela est du aux différents modèle utilisés pour la simulation des précipitations et les débits (apports),ainsi que le calcul des crues, ce qui reflète les résultats du dimensionnement, les valeurs trouvées sont un peu plus importantes vue les séries pluviométriques et d' après l'analyse.

Donc l'utilisation du modèle n'est pas toujours applicable.les différences des résultats des calculs des crues sont :

Résultats de l'étude

Formule	$Q_{0,1\%}$ (m^3/s)	$Q_{1\%}$ (m^3/s)	$Q_{2\%}$ (m^3/s)	$Q_{5\%}$ (m^3/s)	$Q_{10\%}$ (m^3/s)
Mallet - Gauthier	460	365	331	280	234
Sokolovsky	113.91	78.30	66.8	54.13	44.31
Possenti	262	205	189	166	148
Turraza	442	304	259	210	172
Giandotti	394.69	310.08	284.91	250.10	223.32

Résultats de l'étude faisabilité (ENHYD).

Méthode	Période de retour [années]					
	10	20	50	100	1 000	10 000
Mallet Gautier	138	166	197	217	274	322
Giandotti	133	152	178	197	260	322
Samie	127	146	170	188	248	308
Relation régionale				118	219	494
SCS	129	173	233	282	448	625
M'Chouneche	213	261	324	371	526	681
El Kantara	203	246	301	343	480	616
Djemorah	182	217	262	296	408	519
Analogie Reboa	107	169	211	243	347	452

Résultats de l'étude faisabilité (BG STUCKY)

Période de retour [ans]	Débit max m³/s		Volume 10⁶ m³		Proposition d'utilisation
	HMS	SPEED	HMS	SPEED	
10	60	155	2.5	2.3	
20	119	215.5	4.0	3.2	
50	**244**	**302.4**	**6.4**	**4.5**	Crue de chantier (béton)
100	**379**	**370.5**	**8.5**	**5.6**	Crue de chantier (remblai)
500	1 509	1787.9	24.4	26.8	
1 000	**1 742**	**1951.3**	**27.3**	**29.3**	Crue de dimensionnement
5 000	2 316	2331.6	34.1	35	
10 000	**2 585**	**2505.2**	**37.2**	**37.6**	Crue de sécurité

III. 3) conception de l'ouvrage :

D'après les rapports géologiques, géotechniques et hydrologiques , la solution barrage en béton est la meilleur mais en se basant sur ces rapports il est préférable de :

1. Prévoir une plinthe au pied amont de l'ouvrage.
2. D'après l'apport géologique la rive gauche ne présente aucune anomalie en ce qui concerne la présence des failles ou des fissures et le voile d'injection n'a aucune étendue, comme le montre la figure

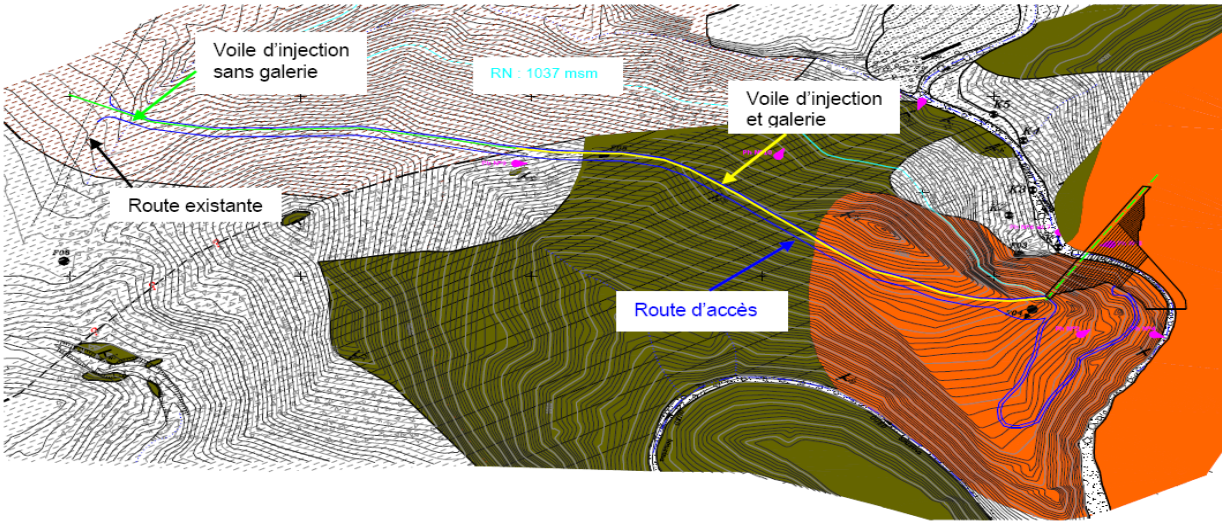


Figure III.1 : étendue du voile d'injection

Et suivant l'analyse des plans, il est préférable de concevoir une galerie de liaison entre les rives et éviter la solution du pont. (Voir plans).

3. l'application du béton B.C.R et sa mise en place en couche de 30 cm d'épaisseur. Il est prévu que le parement aval du barrage laisse apparaitre des marches de 120 cm correspond à quatre couches de bétonnage. donc les caractéristiques du coursier vont changés.
4. L'application d'un batardeau amont en B.C.R qui sera submergé par la suite n'est pas judiciable vue le volume du béton qui sera rejeté 2500 m^3.
5. L'application du ferraillage depuis le début des marches n'est pas économique.
6. Avoir un contre barrage au pied aval au lieu d'un bassin d'amortissement qui sera réalisé par le béton récupéré du batardeau amont et sert encore à une planche d'essai du béton.
7. Réaliser une saille au niveau du parement amont.
8. Décalé le vidange de fond un peu vers la rive droite, et le premier niveau de prise sera calé sur dalle de l'entonnement du vidange.
9. L'implantation de la chambre des vannes au pied amont du barrage n'est pas justifié.

Conclusion :

Pour le dimensionnement des ouvrages annexes on opte pour les résultats trouvés dans l'étude.

Chapitre IV : Ouvrages annexes

Introduction :

La période de construction du barrage comprendra au moins une saison pluvieuse. Pour cette raison, la rivière devra être dérivée. Cette dérivation sera faite au moyen d'un conduit en béton armé et des batardeaux en amont et en aval.

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.

IV .1) Type d'ouvrage de dérivation provisoire :

1) Galerie de dérivation :

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage est qu'il évite l'interférence avec les failles et la construction du barrage proprement dit.

2) 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 en ce qui concerne le 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).

3) Canal de dérivation :

Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges ou les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.

Conclusion :

En fonction des conditions topographique, géologiques, géotechniques et hydraulique, la dérivation se fait par une galerie de dérivation non revêtu et deux batardeaux.

IV.2) Choix de la crue de dimensionnement :

En réalité, il n'existe aucune loi ou règle qui définissent le choix de la crue avec laquelle se dimensionne l'ouvrage de dérivation provisoire.

Le choix de la crue dépend du degré du 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 et sur la durée d'exécution de l'aménagement.

En général, pour les barrages en béton, l'ouvrage de dérivation se dimensionne par les crues décennales ou vingtaines, alors que pour les barrages en terre, le dimensionnement de la dérivation provisoire se fait par les crues cinquantenales ou même centennales.

Mais en Algérie, le plus souvent le dimensionnement se fait par les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50ans donc, vu tous ces paramètres qui interviennent dans la détermination de cette crue et pour le dimensionnement de la dérivation provisoire de notre ouvrage, nous optons pour la crue cinquentenale.

Le débit maximum de cette crue est $\mathbf{Q_{max(5\%)}=280\ m^3/s.}$

IV.3) Succession des travaux :

1ère étape :

Mise en place d'un batardeau partielle pour la construction de la galerie.

2ème étape :

Construction d'une galerie sous la rive droite.

3ème étape :

- Construction d'un batardeau amont pour acheminer les eaux vers la galerie et amortir à la fois la crue.
- Construction d'un batardeau aval pour empêcher le retour des eaux vers le chantier.

4ème étape :

Une fois les travaux de réalisation sont terminés on enlève les batardeaux et on passe à la mise en eau.

IV.4) Dimensionnement de la dérivation provisoire :

IV.4.1) Dimensionnement de la galerie :

Le dimensionnement de la galerie choisir (galerie en section de fer de cheval)

Abaque de Q et V en fonction de H pour la section fer de cheval

doit être fait d'une manière économique pour qu'elle puisse fonctionner comme vidange de fond et de prise d'eau lors de la mise en exploitation de l'ouvrage.

La dérivation provisoire doit permettre l'évacuation d'une crue dicinale dont le débit de pointe est estimé à 280m^3/s. ce débit doit passer par la galerie en charge sans que le niveau n'atteigne le niveau de couronnement du batardeau, on le dimensionnera en laminant la crue de fréquence5%..

L'abaque de calcul est mentionnée dans l'annexe (IV.1)

Par défaut d'absence de la courbe de tarage qui est dû à l'absence de jaugeage on est obliger à faire une courbe de tarage théorique en faisant des calculs hydrauliques.

On utilisant la formule de Chézy $Q= SC\sqrt{RI}$.

H : auteur d'eau dans l'oued (m).

S : section (m^2).

P : périmètre mouillé(m).

R : rayon hydraulique(m).

C : coefficient de Chézy ($m^{0.5}$/s).

Q : débit transité (m^3/s).

I : pente de l'oued.

Les résultats sont représenter dans le tableau IV-01 et la courbe est dans la figure IV-01

Tableau IV.01 Tarage de l'oued à l'aval du barrage

h	S	P	R	C	Q
0	0	0	0	0	0
0.2	4.04	20.57	0.20	54.46	15.42
0.4	8.16	21.13	0.39	60.95	48.87
0.6	12.36	21.70	0.57	65.03	95.93
0.8	16.64	22.26	0.75	68.05	154.78
1	21.00	22.83	0.92	70.44	224.33
1.2	25.44	23.39	1.09	72.43	303.83
1.4	29.96	23.96	1.25	74.14	392.73
1.6	34.56	24.53	1.41	75.63	490.59
1.8	39.24	25.09	1.56	76.96	597.09
2	44.00	25.66	1.71	78.15	711.97
2.2	48.84	26.22	1.86	79.23	835.00
2.4	53.76	26.79	2.01	80.22	966.00
2.6	58.76	27.35	2.15	81.14	1104.84
2.8	63.84	27.92	2.29	81.99	1251.38
3	69.00	28.49	2.42	82.78	1405.54
3.2	74.24	29.05	2.56	83.52	1567.23
3.4	79.56	29.62	2.69	84.22	1736.37
3.6	84.96	30.18	2.81	84.88	1912.92
3.8	90.44	30.75	2.94	85.50	2096.84
4	96.00	31.31	3.07	86.09	2288.08
4.2	101.64	31.88	3.19	86.66	2486.62
4.4	107.36	32.45	3.31	87.19	2692.45
4.6	113.16	33.01	3.43	87.71	2905.54
4.8	119.04	33.58	3.55	88.20	3125.89
5	125.00	34.14	3.66	88.68	3353.50
5.2	131.04	34.71	3.78	89.13	3588.37
5.4	137.16	35.27	3.89	89.57	3830.50
5.6	143.36	35.84	4.00	89.99	4079.90
5.8	149.64	36.40	4.11	90.40	4336.59
6	156.00	36.97	4.22	90.80	4600.58

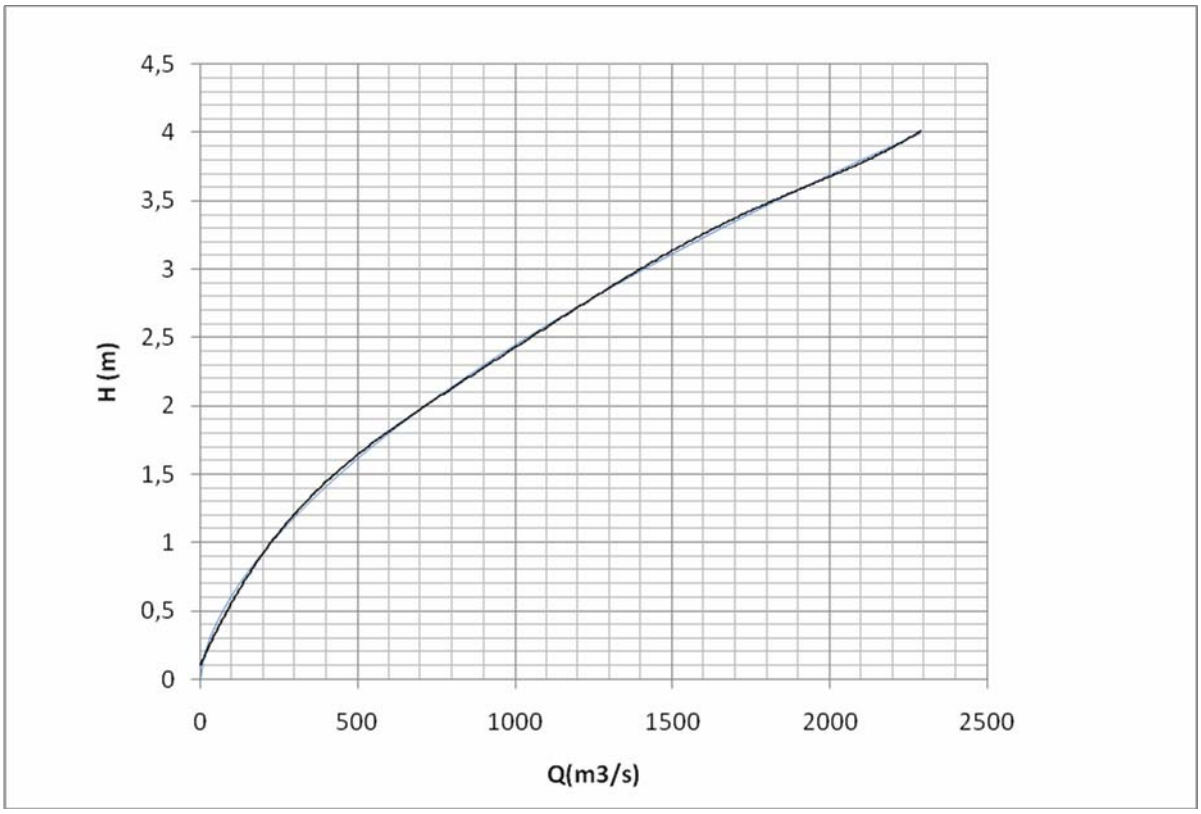


Figure IV.1 : courbe de tarage de l'oued.

IV.4.1.1) Laminage de Crue de Chantier :

L'écoulement dans la galerie est un écoulement libre qui passe en écoulement en charge.

Calcul hydraulique de galerie :

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 $S = \frac{R^2}{2}\left(\theta_{rad} - \sin\theta^0\right)$.

R : Rayon hydraulique, $R_{cr} = \frac{S}{P}$

P_{cr} : Périmètre mouillé, $P = R\theta_{rad}$

C_{cr} : Coefficient de Chézy, $C = \frac{1}{n}R^{\frac{1}{6}}$

n : Coefficient de rugosité, n= 0.029. (Roche à surface rugueuse)

I: pente du tunnel, i = 0,06.

La hauteur d'eau dans la galerie :

$$\mathbf{h = (r - 1 - \cos\frac{\vartheta^0}{2})} \qquad \text{Et} \qquad \mathbf{\vartheta^0 = 2 \cdot Arc\cos\left(1 - \frac{h}{r}\right)}$$

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 :

$$\mathbf{Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g} \cdot Z}$$

Où :

Q : débit évacué

S : section de la galerie $S = \pi\frac{D^2}{4}$

g : accélération de la pesanteur [m/s^2].

Z : la dénivelée

$$\mathbf{Z = (H + L \cdot I) - \frac{D}{2}}$$

μ : coefficient de débit

H : hauteur d'eau devant la galerie

D : diamètre de la galerie

L : longueur de la galerie [L = 100m]

I : pente de la galerie [I = 0,06]

On a :

$$\mathbf{\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \Sigma\xi_1 + \frac{\lambda \cdot l}{D}}}}$$

*** coefficient de résistance singulière :**

$\sum \xi_i = \xi_{entrée} + \xi_{sortie}$

À l'entrée :

$\Sigma \xi_i = 0{,}5 + 1 = 1{,}5$

λ: coefficient de résistance linéaire.

$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$ n= 0,0 29 $m^{-1/3}$.s Rugosité de la roche.

Tableau IV.02 : Coefficient de débits

Dg (m)	$\sum \xi_i$	$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$	$\frac{\lambda L}{D}$	(1+∑ζi+λL/D)0.5	$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \Sigma\xi_1 + \frac{\lambda \cdot l}{D}}}$
2	1.5	0.083	4.172	2.583	0.387
2.5	1.5	0.077	3.098	2.366	0.423
3	1.5	0.073	2.430	2.220	0.450
3.5	1.5	0.069	1.978	2.116	0.473
4	1.5	0.066	1.656	2.039	0.491

Pour l'écoulement en charge **:**

$\mathbf{Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z}}$

Z = H + (L.I –D/2)

Tableau IV.03 : Q = f (D)

Dg(m)	μ	S [m²]	μ.S√2g	Z [m]	Q [m³/s]
2	0.39	3.14	5.39	H+0,511	1,19.√Z
2.5	0.42	4.91	9.19	H+0,261	3,19.√Z
3	0.45	7.07	14.10	H+0,011	6,29.√Z
3.5	0.47	9.62	20.14	H-0,24	10,51.√Z
4	0.49	12.57	27.31	H-0,489	15,86.√Z

Le laminage de la crue se fait comme suite :

À partir de l'hydrogramme de crue de fréquence 5% on calcul le volume de la crue correspondante ,et on tire toutes les hauteurs correspondantes a chaque volume de chaque heur jusqu'au temps de montée (t=6heurs). De la courbe capacité-hauteur.

Tableau IV.03 : $H_{dev}=f(T)$

temps	Qc(5%)	Qmoy(m3/s)	V m3	Hdév (m)
0	0.00	3.89	857.51	2.07
1	7.78			
2	31.11	19.44	5549.16	2.22
3	70.00	50.56	18043.24	2.71
4	124.44	97.22	42882.49	3.23
5	194.44	159.44	83676.85	3.76
6	280.00	237.22	144038.02	4.4

Les résultats de calcul sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.04 : résultats de laminage

Dg (m)	Z [m]	Q [m³/s]
2	4.911	11.94032
2.5	4.661	19.842115
3	4.411	29.620893
3.5	4.64	43.384643
4	4.889	60.38202

IV.5) Batardeau :

IV.5.1) Calcul de la revanche du batardeau :

- **Formule de Stevenson :**

$$R = 0,75H_v + \frac{V^2}{2g};\ (m).$$

H_V : hauteur des vagues (m). $H_V = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26\sqrt[4]{F}$

F : fetch, F= 0,61km.

V : vitesse de propagation des vagues (m/s). $V = 1,5+2\ H_V$.

On aura :

$H_v = 0,785m..$ V =3,07m/s.

Donc **R=1,06m.**

- **Formule de Mallet –Paquant :**

$$R = H_v + \frac{V^2}{2g} + S;\ (m).$$

Avec :

H_V : hauteur des vagues (m). $H_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F} = 0{,}76\text{m}$

V : vitesse de propagation des vagues (m/s). $v = \frac{1}{2} + \frac{2}{3} H_v = 1{,}00$ m/s

S : marge de sécurité, on prend S=0,5m

Donc **R=1,00m.**

- **Formule simplifie :**

$R = 1 + 0{,}3\sqrt{F}$ Avec F=0,61km.

Donc **R=1,03m**.

Commentaire :

Pour les mesures de sécurité, on prend la valeur R=1,00m comme revanche.

IV.5.2) Calcul de la largeur en crête du batardeau :

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

- Formule de KNAPPEN : $b = 1{,}65\sqrt{H_b}$ (m)…… (1)
- Formule de PREECE : $b = 1{,}1\sqrt{H_b} + 1$ (m)…… (2)
- Formule simplifie : $b = 3{,}6\sqrt[3]{H_b} - 3$ (m)…… (3)

Tableau VI.11 **:** tableau récapitulatif de la largeur en crête.

Diamètre de la galerie (m)	Hauteur du batardeau (m)	Largeur en crête b (m)			
		(1)	(2)	(3)	Prise
2	13.25	6	5	5.5	5.5
3	11.21	5.52	4.68	5	5
4	7.45	4.5	4	4	4.1

Commentaire :

On remarque que tous les formules pour des mesures de sécurité sont plus proche a la moyenne, on prend la valeur de: **b = 5 m.**

IV.6) Calcul d'optimisation :

Le calcul est effectué par une méthode qui est basée sur la détermination des volumes du batardeau et de la galerie ainsi que sont équivalents en béton, ensuit 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 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.

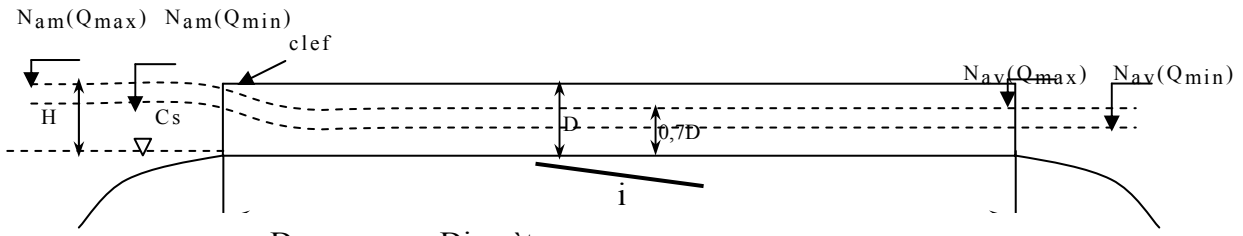
- **Hypothèses de calcul**

Les hypothèses de calcul sont les suivant :

- 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.



D	Diamètre
ho = 0,7D	Profondeur de remplissage
H	Charge totale
i	Pente
L	Longueur de la galerie
N_{am}	Niveau amont (pour Q_{max} et Q_{min})
N_{av}	Niveau amont (pour Q_{max} et Q_{min})
clef	Clef de voûte
C_s	Cote du seuil

Figure IV.05: Schéma de calcul

Les résultats de calcul sont dans le tableau qui suit :

Tableau IV.13 **:** Résultats de calcul d'optimisation.

N°	Désigniation	VALEURS CALCULES				
		A-CALCUL HYDRAULIQUE				
1	Diamètre en m	3	3.5	4	4.5	5
2	Section du tunnel A=πD2/4 (m²)	7.0695	9.622375	12.568	15.9064	19.6375
3	Profondeur d'eau ho = 0,7D (m)	2.1	2.45	2.8	3.15	3.5
4	Section mouillée A1= 0,74.A (m²)	5.23143	7.1205575	9.30032	11.7707	14.53175
5	Rayon hydraulique R_h= 0,3D (m)	0.9	1.05	1.2	1.35	1.5
6	Coefficient de chezzy C = 1/n $R^{1/6}$	65.50621	67.21099	68.7236	70.086	71.32755
7	Vitesse moyenne V = Q_{max}/A1 (m/s)	13.54027	9.947957	7.6164	6.0179	4.874499
8	Pente i = V²/C²R	0.047473	0.020864	0.01024	0.00546	0.003114
9	Perte de charge linéaire h_l = i.l (m)	10.20671	4.4857636	2.20062	1.17417	0.669411
10	P.d.C à l'entrée Z_{entr} = V²/2gφ² (m)	11.53642	6.2270704	3.65019	2.2788	1.49512
11	P.d.C total Z_o = Z_{entr} + hl (m)	21.74313	10.712834	5.85082	3.45297	2.16453
12	N Amont N_{am} = Nav + Zo (m NGA	1006.743	996.71283	992.851	991.453	991.1645
13	N à entrée N_I = N_{am} - Z_{entr} (m NGA)	995.2067	990.48576	989.201	989.174	989.6694
14	Cote du Seuil C_s = N_I - h_o (m NGA)	993.1067	988.03576	986.401	986.024	986.1694
		B-VOLUMES DES TRAVEAUX				
15	$H_{bat}=N_{am}+R-C_s$	11.21	9.6770704	7.45019	6.4288	5.99512
16	S $batF_{bat}$ =(10+ $3H_{bat}$).$H_{bat\ (m^2)}$	489.0923	377.70778	241.018	188.276	167.7756
17	Longueur du bat $Lbat_{moy}$ (m) plan T	56	52	46	43	40
18	Volume du bat V_{bat} = L * F (m^3)	27389.17	19640.805	11086.8	8095.88	6711.023
19	Conversion en Vb V'_{bat} = 0,1 Vt	2738.917	1964.0805	1108.68	809.588	671.1023
20	Volume d'excavation du T V_{tun} = L . A	1519.943	2068.8106	2702.12	3419.87	4222.063
21	Conversion en Vb V'_{tun} = 1,5 V_{bet}	2279.914	3103.2159	4053.18	5129.81	6333.094
22	Σ V' = V'_{bat} + V'_{tun}	5018.831	5067.2964	5161.86	5939.39	7004.196

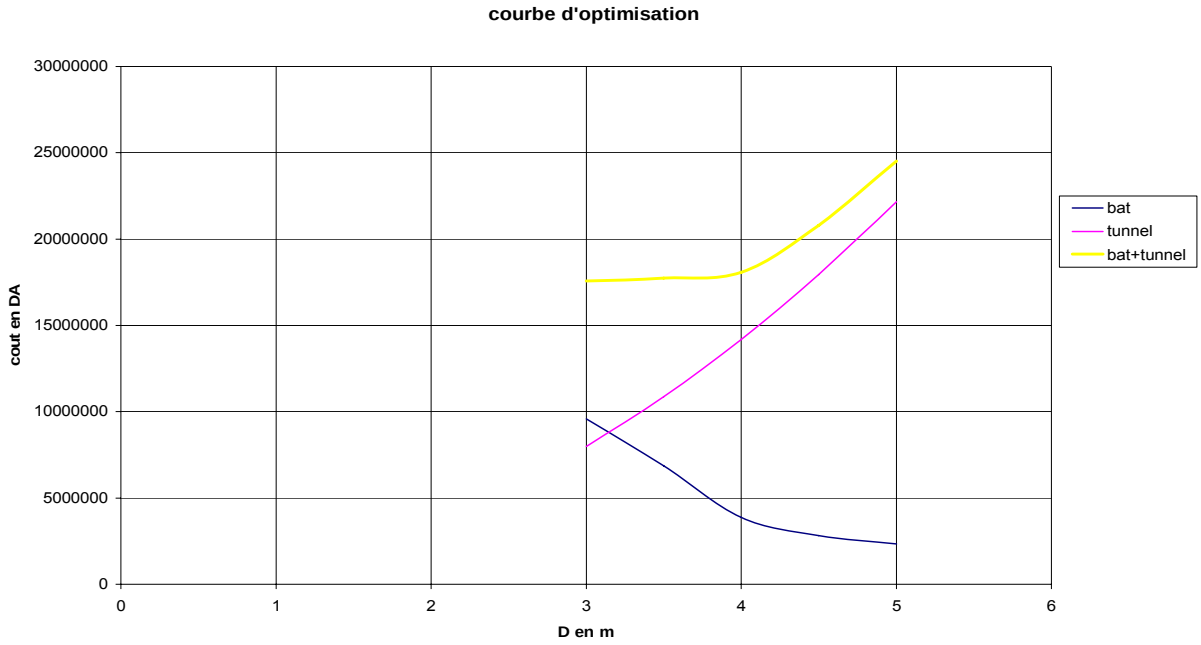


Figure VI.1 : courbes d'optimisation

Conclusion :

D'après le tableau et la courbe d'optimisation on remarque que le diamètre optimum à 4m ce qui correspondant à une hauteur du batardeau égal à 7m.

IV.7) Construction du batardeau :

Géométrie du batardeau:

Il s'agit d'un ouvrage en remblai constitué avec les matériaux graveleux tout venant prélevés sur le site lors de la réalisation des fouilles du barrage. Le couronnement du batardeau a une largeur de 5 m et les pentes des parement amont et aval sont respectivement 2,5H/1V et 1,5H/1V. L'étanchéité de la digue est assurée par une membrane PVC mise en place dans le corps de la digue au fur et à mesure de la monté du remblai et scellée avec un béton de blocage au niveau des fondations. Le parement amont comporte une protection en rip-rap.

IV.8) Vérification du régime torrentiel pour de petits débits :

Dans le cas de Bouzina où la pente de la galerie de dérivation est relativement forte et égale à 1 %, il est aisé de vérifier que quel que soit le débit transité dans la plage des valeurs pour laquelle elle fonctionnera en écoulement libre et quel que soit le diamètre de la galerie retenue, l'écoulement sera toujours torrentiel.

Dans le cas d'un écoulement libre dans la galerie de dérivation, Il résulte de ce qui précède que quels que soient les débits évacués, la section de contrôle de l'écoulement dans la galerie est toujours située à l'entrée de la galerie.

IV.9) 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.

Vu la nature du sol au niveau du lit de l'oued du coté aval de la digue qui est un substratum rocheux, dont le risque d'érosion y est moindre, d'où l'implantation d'un bassin d'amortissement n'est pas une nécessité.

Conclusion :

D'après l'étude d'optimisation on remarque que le diamètre le plus économique est 4m, on remarque aussi qu'on ne peut pas allez au dessous de ce diamètre car dans ce cas l'anomalie réside dans le temps de réalisation du batardeau, car si on a un batardeau qui dépasse les7 m de hauteur le chantier de ce dernier doit aussi avoir une dérivation qui n'est pas du tout économique.

Donc on optera pour le diamètre 4m d'une galerie à section fer de cheval avec une hauteur du batardeau qui est de 4m qui a une crête de 5m de largeur et des pentes de talus qui sont de 2.5,1.5.

Chapitre 01 :

synthèse Etude Topographique gélogique et géotechnique

Chapitre 02 :

synthèse

Etude hydrologique

Chapitre 03 :

critique et suggestion

Chapitre 04 :

Etude des ouvrages annexes

Chapitre 05 :

les équipements hydromécanique

Chapitre 06 :

Auscultation du barrage

annexes

Chapitre V : Les Equipements Hydromécaniques

Introduction :

Les équipements hydromécaniques constituent l'ensemble des dispositifs indispensable à l'exploitation des barrages, ils comprennent les vannes hydromécaniques, les grilles de protection et les mécanismes de levage et de transport .les portiques, les dispositifs et système de manœuvre des vannes des grilles et dégrilleurs.(2)

V.1) Les grilles de protection :

V.1.1) Définition :

La grille est un élément essentiel pour protéger les prises d'eau contre les corps solides, entrée de pompes, de turbines, et les canaux. (2)

La grille, dans son ensemble est constituée par des panneaux rectangulaires, contenus dans une structure définie par des pannes et longrines et appuyée sur le béton ou la maçonnerie de la prise. Le phénomène de vibration.(2) Comme le montre la figure.

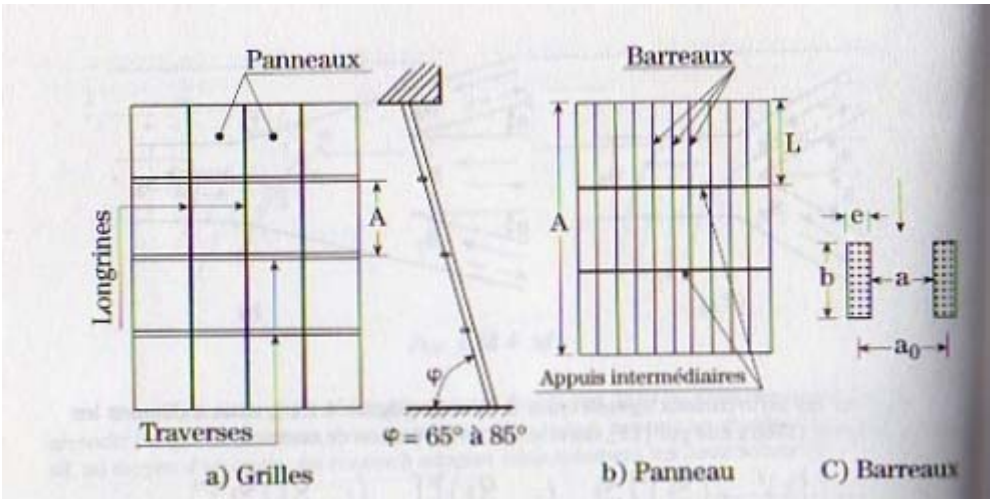


Figure V.1 : grille

V.1.2) Pertes de charge :

Du point de vue perte de charge, la grille est définie par l'écartement **a** entre les barreaux, par leur dimension **b,** dans le sens de l'ecoulement, par leur épaisseur maximale **e** et par la forme de leur section transversale, la perte de charge dans les grilles est donnée par l'équation suivante : (2)

$\Delta H = K.U^2/2g$

U : vitesse dans la section de la grille sans grille

K : est donné en fonction de K_d et K_f .$K = K_d.K_f.p^{1.6}.f(b/a).\sin\alpha$

K_d : coefficient de dépôt sur la grille varie de 1.1à1.2 pour dégriller automatique, 1.5 pour dégrillé ancien

K_F : coefficient de forme du barreau varie de 0.51à0.32 selon la section.

P : rapport des pleins sur la surface totale. Le rapport compris entre 6%,16%.

b : dimension de la section des barreaux dans la direction normale à l'écoulement.

a : distance entre les barreaux.

α : l'angle de la grille avec l'horizontale.

V.1.3) Stabilité des barreaux :

Dés le passage de l'eau à travers la grille, l'écoulement provoque des tourbillons successifs.il faut donc savoir la fréquence, afin que la fréquence des barreaux f_b soit loin des fréquences des tourbillons (2).

La fréquence des tourbillons est donnée par : $f_t = s_t.(U/e)$.

U : la vitesse d'amenée, e : épaisseur des barreaux.

S_t : nombre de stouhal, qui est fonction des barreaux et leur densité de répartition (a+e)/e, ce nombre est donné sous forme d'abaque voir annexe (5)

La fréquence propre des barreaux plongés dans l'eau est donné par :

$F = M.(K/L^2).(\text{Racine}((gE_b)/(w_b + \frac{a}{e}.w))$.

M/ facteur de fixation

K : rayon de giration

L : distance entre les appuis des barreaux.

W : poids spécifique du fluide.

V.2) Les vannes hydromécaniques :

Une vanne est un organe mobile, permettant de modifier localement la section d'écoulement, de la fermeture à l'ouverture complète. Un tel organe permet de régler la hauteur d'eau amont à un niveau désiré. Une vanne sépare donc deux tronçons bien distincts, c'est-à-dire les tronçons amont et aval. les forces agissant sur la vanne sont transmises sur des piliers et les parois adjacentes à la vanne. (4)

Les vannes hydromécaniques peuvent être classer selon :

a) Selon le but de fonctionnement :

- Vannes principales de fonctionnement
- Vannes de réglage de débit ou de niveau
- Vannes batardeau (garde), vannes tout ou rien
- Vannes de vidange

b) Selon la disposition de l'entonnement du pertuis à commander :
- Vannes de surface
- Vannes de fond
- Vannes de demi-fond

c) Selon le type de construction :
- Vannes plates
- Vannes segment
- Vannes secteur
- Vannes cylindriques

d) Selon le matériau de construction :
- Vannes en acier
- Vannes en alliage d'aluminium
- Vannes en bois
- Vannes en géo membrane

e) Selon le mode de transmission de pression :
- Vannes a transmission au radier
- Vannes a transmission aux culées

f) Selon le mode de mouvement :

Le mouvement de la vanne est décrit selon la disposition et la géométrie pou cela on distingue :

- Vannes roulantes
- Vannes glissantes
- Vannes tournantes

L'appui d'une telle vanne peut être latéral sur des rails, des rouleaux ou des crémaillères.

L'exigence principale pour toutes les vannes est l'étanchéité en position de fermeture complète .en outre, une vanne doit être capable de résister, dans chaque position, au forces statiques et dynamiques dues à l'eau et de rester sans vibrer dans la position exigée. il est plus commode de : (4)

- Maintenir le niveau amont pour une gamme de débits prescrite
- Garantir la sécurité de fonctionnement par un service simple et sur
- Entrainer des frais d'entretien minimaux
- S'incorporer discrètement dans le paysage

Vue la diversité des géométries des vannes, on est amener à retenir que les vannes à utilisation courante, il s'agit de la vanne plane verticale, inclinée, de la vanne secteur sur fond.

V.2.1) Fonctionnement d'une vanne :

V.2.1.1) Description de l'écoulement :

A proximité de la vanne, l'écoulement peut être considéré comme un phénomène local. La charge H reste donc localement constante. A un débit Q correspond une hauteur d'eau amont h1. La vanne constitue une discontinuité dans le canal. L'écoulement ne suit pas le contour de la vanne, mais s'en sépare. Il existe donc une zone d'écoulement principal et, à l'amont de la vanne, une zone de séparation. Les vitesses dans la première zone sont beaucoup plus faibles que dans la deuxième. Par conséquent, la surface située au-dessus de la séparation monte en direction de la vanne, la hauteur maximale étant égale à la charge H (point de stagnation). Une étude détaillée de cette zone a été effectuée par Rajaratnam et Humphries. L'effet du rayon de courbure de l'arête inférieure de la vanne sur l'écoulement est décrit par Keutner. (4)

A l'aval de la vanne, l'écoulement se contracte depuis la hauteur d'ouverture de la vanne (a) jusqu'a la hauteur aval h2 = C_ca, C_c étant le coefficient de contraction. A l'amont et à l'aval de la vanne, les lignes de courent sont parallèles, mais elles sont considérablement inclinées et courbées prés de la vanne. Ce fait nécessite une analyse de l'écoulement par des moyens hydrodynamiques. (4)

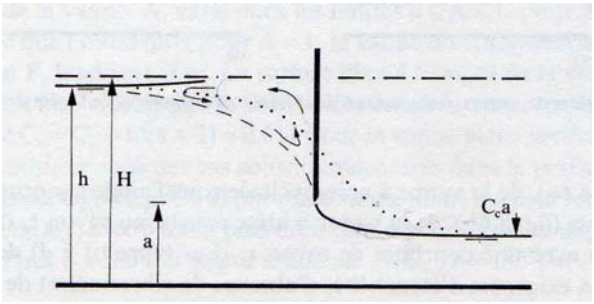


Figure V.2 vanne plane verticale en mince paroie

La figure V.2 représente également la ligne de pression au fond, la répartition de la pression sur le parement amont de la vanne est montrée dans la figure V.3.

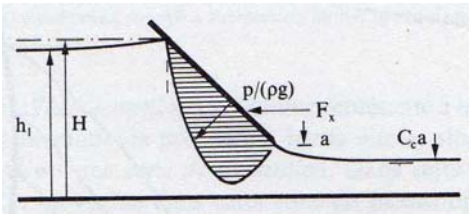


Figure V.3 Répartition de la pression et de la force sur la vanne

On constate que, comparativement à la réparation hydrostatique des pressions, il existe une zone de sous-pression à l'amont et une zone de sur pression à l'aval de la vanne. Ce fait découle de la courbure des lignes de courant. La réparation de la pression sur la vanne est caractérisée par la pression

atmosphérique qui s'exerce sur les deux surfaces libres, notamment au point de stagnation et sur l'arête inférieure de la vanne. La répartition entre ces deux points est tout d'abord presque Hydrostatique à cause de la présence de la zone de séparation, mais se trouve modifiée prés de l'arête inférieure de la vanne. (4)

Ce type d'écoulement s'établit qualitativement pour tous les types de vannes. Des modifications en ce qui concerne le débit, la répartition des pressions et le profil de surface interviennent à cause des géométries différentes du fond et de la vanne. Diverses géométries de vannes seront présentées dans le paragraphe suivant. (4)

V.2.1.2) Description de la géométrie :

Selon le type d'ouvrage, on distingue les vannes situées sur fond rectiligne presque horizontal et celles sur fond courbe vers les bas. La première configuration se trouve normalement dans les longs canaux (par exemple dans des canaux d'irrigation, des ouvrages de prise, des vidanges de fond), tandis que la seconde comprend les vannes de déversoir. (4)

La figure représente les deux types de vannes les plus importants, à savoir la vanne plane et la vanne secteur. La première est caractérisée uniquement par l'ouverture (a) et l'angle δ par rapport au fond du canal. La vanne secteur est également caractérisée par (a) et δ, δ étant l'angle entre la tangente au secteur à l'arête inférieure de la vanne et le fond du canal. De plus, le rayon de courbure r du secteur doit être considéré. (4)

L'écoulement par-dessous d'une vanne est particulièrement influence par la géométrie de son arête inférieure. Il s'agit notamment de la vanne en mince paroi amont, de la vanne à arête inclinée sous l'angle ε, normalement utilisée dans des galeries à hautes pression, de la vanne à arête courbe au rayon r, et de la vanne à arête inclinée, combinée avec une courbure de rayon r. la figure répond particulièrement bien aux exigences d'étanchéité, d'absence de vibrations et de produire un jet aval bien séparé de l'arête. Etant donné que ces derniers types d'arête sont particulièrement appliqués aux vannes de vidange de fond.;(2)

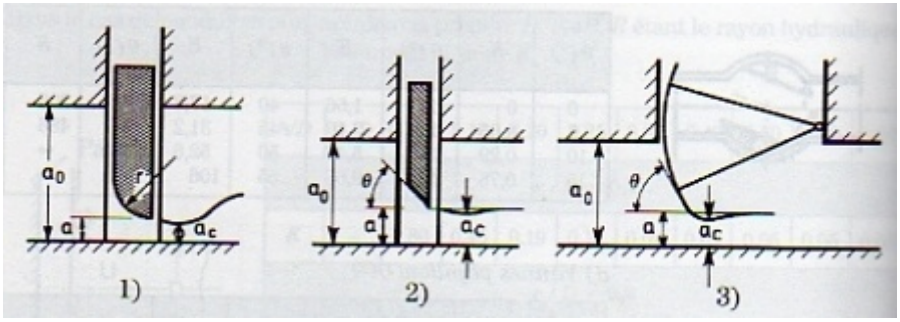


Figure. V.4 différents schéma d'arrête des vannes.

V.3) Equipements de manœuvre des vannes :

Il existe deux types de mécanisme de manœuvre de manœuvre des vannes (4)

1. Mécanisme stationnaire :

Généralement utilisé en cas de nécessité de manœuvrer une vanne en un seul temps, il n'est pas justifié économiquement

2. Mécanisme mobile :

Ce mécanisme est utilisé pour un grand nombre de vannes de même type et le temps de manœuvre n'est pas nécessaire ou rapide, dans le cas des vannes de garde ou secteur pour poser sur un radier les vannes ne nécessitant des efforts de compression donc l'utilisation des élévateurs à tige rigide ou à câble souple (chaine) suffit.

V.4) PRISE D'EAU

Les ouvrages de prise dans des réservoirs des bassins de compensation ou des canaux devraient être conçus de manière à provoquer le minimum de perturbations dans la conduite d'amenée. Généralement, on peut distinguer les prises d'eau à grande profondeur des prises d'eau à faible profondeur. Les prises sur des cours d'eau à lit mobile sont exclues. (4)

Les prises à grandes profondeurs sont typiquement disposées dans des réservoirs de hauteur considérable qui servent par exemple de bassin d'accumulation pour la production d'énergie hydro-électrique. Les exigences hydrauliques pour une telle prise sont les suivantes : (4)

- Ecoulement sans apparition de cavitation,
- Pertes de charge minimales,
- Absence de formation de zones de séparation qui pourraient conduire à des vibrations.

Par conséquent, il s'agit donc de trouve la géométrie adéquate pour l'entrée.

Les prises à faible profondeur devraient être les plus proches possible de la surface libre pour que la construction soit économique. Cependant, la submersion minimale est dictée par la condition que la formation de vertex soit limitée le plus possible. (4)

Des écoulements tourbillonnant (« swirling flow ») provoqués par les ouvrages de prise tendent à la formation de vertex. Ces derniers peuvent être définis comme structure cohérente d'un fluide rotationnel caractérisée par une surface creuse. Par contre, le terme des tourbillons s'applique à tout mouvement de fluide rotationnel et inclut donc les vertex. Ils peuvent donner naissance à des phénomènes complexes dus à l'entraînement d'air, à la formation de vibration et la propagation de mouvement rotationnel de la surface libre vers l'écoulement en charge. (4)

Un ouvrage de prise permet à l'eau d'entrer dans le système d'amenée. Celui-ci est constitué d'une entrée, suivie d'une conduite d'amenée. Vu que l'approche théorique se prête bien aux prises à axe vertical, celles-ci recevront une attention particulière. Les prises à axe incliné, comme souvent rencontrées dans la pratique, sont considérées par la suite. (4)

Les exigences hydrauliques requises pour une prise d'eau sont les suivantes :

- Ecoulement sans formation de vortex,
- Pas d'entraînement d'air dans les cas ou un vortex ne peut être évité,
- Formation de mouvement rotationnel limitée.

Par la suit, des consignes concernant le dimensionnement de tels ouvrages seront présentées. Un traité plus complet a été récemment présenté sur ce sujet par Knauss.

V.4.1) Type de prise :

V.4.1.1) Prise vertical *:*

Equations de base :

Les équations qui gouvernent l'écoulement rotationnel se composent des équations de Navir-Stoks et de l'équation de continuité tridimensionnelle. Pour un écoulement stationnaire axisymétrique d'un fluide incompressible, ces équations s'écrivent en coordonnées cylindrique. (3) ;(5)

$$\frac{1}{r}\cdot\frac{\partial}{\partial r}(r.Vr)+\frac{\partial Vz}{\partial z}=0$$

$$Vr\frac{\partial Vr}{\partial r}+Vz\frac{\partial Vr}{\partial z}-\frac{V_\theta^2}{r}=-\frac{1}{\rho}\frac{\partial P}{\partial r}+v\left(\frac{\partial^2}{\partial r^2}+\frac{1}{r}\frac{\partial V_r}{\partial r}-\frac{V_r}{r^2}+\frac{\partial^2 V_r}{\partial Z^2}\right)$$

$$V_r\frac{\partial V_\theta}{\partial_\theta}+V_z\frac{\partial V_\theta}{\partial_z}+\frac{V_\theta V_r}{r}=v\left(\frac{\partial^2 V_\theta}{\partial r^2}+\frac{1}{r}\frac{\partial V_\theta}{\partial r}-\frac{V_\theta}{r^2}+\frac{\partial^2 V_\theta}{\partial z^2}\right)$$

$$V_r\frac{\partial V_z}{\partial r}+V_z\frac{\partial V_z}{\partial z}=-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial z}+v\left(\frac{\partial^2 V_z}{\partial r^2}+\frac{1}{r}\frac{\partial V_z}{\partial r}+\frac{\partial^2 V_z}{\partial z^2}\right)+g$$

Ou V_θ, V_z, V_r sont les composantes tangentielle, axiale et radiale du vecteur vitesse. z et r sont les coordonnées axiale et radiale, g est l'accélération gravitationnelle, ρ la masse volumique, p la pression et v la viscosité, pour un écoulement laminaire v correspond à la viscosité cinématique ; dans un écoulement turbulent, par contre, v s'exprime par la somme des viscosités cinématique et dynamique. Cependant, ce système d'équation est tellement complexe qu'il n'a été résolu que pour des cas particuliers et en admettent des hypothèses supplémentaires.

L'approche actuelle se base donc sur des modèles de calculs fortement simplifiés d'une part et sur des observations sur modèles réduits d'autre part. Par conséquent, il est indispensable de connaître les

lois de similitudes pour transmettre les résultants aux prototypes. Quant aux modèles analytiques, on peut citer (5)

- Le vortex irrotationnel ou le vortex libre pour lequel la circulation,
- Le vortex rotationnel ou le vortex forcé pour lequel la rotation est identique à celle d'un corps rigide,
- Le vortex de Rankine, c'est-à-dire une formation combinée du vortex forcé à l'intérieur et du vortex libre à l'extérieur du domaine considéré.

Par définition, dans un écoulement irrotationnel les éléments constitutifs ne sont pas en rotation. Par conséquent, tous les éléments sont caractérisés par une vitesse angulaire nulle. La circulation Γ d'un écoulement est définie comme l'intégrale du vecteur vitesse prise le long contour fermé. Si la circulation.

$$\Gamma = 2\pi r V_\theta$$

reste constante, l'écoulement est irrotationnel.

A) Répartition des vitesses *:*

Le vortex de Rankine est un tourbillon qui se prête bien à la description. Dans la zone centrale, le fluide effectue une rotation comme un fluide extrêmement visqueux. A l'extérieur, par contre, un vortex libre apparaît. Entre ces deux zones, il existe une discontinuité quant à la répartition de vitesse et du profil de surface. Selon Rankine, cette discontinuité se trouve en r_0= D/2, ou D est le diamètre de la prise verticale. On peut donc poser pour la répartition tangentielle de la vitesse. (4)

$$V_\theta = \omega r,\ 0 \le r \le r_0$$

$$V_\theta = C / r\ ,\ r > r_0$$

Ou ω est la vitesse angulaire en rotation par seconde et C= Γ/2π la constante de circulation. Les équations impliquent que $r_0=(C/\omega)^{1/2}$. L'effet de la viscosité sur les caractéristiques d'écoulement n'est pas considéré dans le vortex de Rankine. Les indications suivantes se rapportant aux vortex à écoulement laminaire.

Selon Anwar la vitesse maximale tangentielle

$$V_{\theta,max} = \sqrt{2gH_f/3{,}45}$$

Apparaît en $r = r_0$ ou H_f est la profondeur de la fossette. Cependant, Odgaard trouve

$$V_\theta = \frac{\Gamma}{2\pi r}\left[1 - exp\left(-\frac{1}{2}\frac{\varpi}{v}r^2\right)\right]$$

Pour la répartition $V_\theta(r)$ avec $\varpi = 1.93(g/H_f)^{1/2}$. On constate que l'on obtient l'équation pour r→0

et l'équation pour r→∞. de plus, on déduit $r_0^2 = 2{,}5v/\varpi$ d'où

$$V_\theta = 0{,}OO51\ \Gamma^2.\frac{\varpi}{v}$$

On appelle submersion critique $H_s=V_{\theta,max}^2/2g$ la charge correspondant à la hauteur de vitesse tangentielle maximale. Odgaard montré qu'il existe une bonne concordance entre sa théorie et les observations. L'effet de la viscosité sur le vortex devient négligeable si

$$\frac{c_f H_f^2 v^2}{g} < 1{,}26 .10^{-18}$$

$$c_f = \frac{0{,}15}{R_H^{1/2}}$$

Est le coefficient de traînée de cisaillement (« shear drag coefficient ») et $R_H = V_{\theta,max}H/v$ le nombre de Reynolds relatif à la vitesse tangentielle maximale.

Selon Obgaard, la répartition de la vitesse radiale est

$$V_r = -\varpi r = -1{,}93\sqrt{g/H}\ .r$$

Tandis que la vitesse axiale se calcule par la relation

$$V_z = 2\varpi z = 3{,}86\sqrt{g/H}\ .z$$

Selon des mesures effectuées par Daggett et Keulegan V_θ est indépendant de z à l'exception de la couche située prés du fond par contre V_r augment considérablement de la surface libre au fond.

B)Coefficient de débit *:*

L'effet de la verticité sur le débit a été étudié par divers expérimentateurs. On considère la rotation entre le débit Q et la charge amont H.

$$Q = C_d(\pi D^2/4)\sqrt{2gH}$$

Ou D est le diamètre de la prise et C_d le coefficient de débit.

Stevens et Kolf trouvent que le coefficient de débit C_d dépend uniquement du nombre de vortex (Kolf vortex number)

$$K = \frac{\Gamma}{D\sqrt{2gH}}$$

Ce nombre peut également être interprété comme le rapport de la vitesse tangentielle maximale $V_{\theta,max} = V_\theta$ ($r = D/2$) a la vitesse maximal a l'entrée de la prise $V_{max} = \sqrt{2gH}$ .Les résultats expérimentaux peuvent être écrire comme suit

$$C_d = 0.6 - 0.13\ K^2, \qquad 0 \leq K < 0{,}8$$

$$C_b = 0{,}686 - 0{,}218\ K, \qquad 0{,}8 < K < \pi.$$

Les équations permettent de constater que C_d est pratiquement égal à la valeur maximale $C_d = 0{,}6$ (entrée à l'arête vive) si $K < 0{,}4$. Cependant, la réduction de débit peut devenir importante si $K > 1$.

La difficulté de l'application des équations réside dans l'estimation de la circulation Γ. La proposition suivante formulée par Stevens et Kolf peut être recommandée. Soit $h^* = h(r=D)$ la hauteur du profil de surface à l'endroit ou $r = D$. la vitesse de surface correspondante s'élevant à $V^*(r = D) = (2g(H - h^*))^{1/2}$, on trouve

$$K = 2\pi((H - h^*) / H)^{1/2}$$

Etant donnée que $C_d(K=\pi)=0$ selon l'équation la valeur maximale de $(H - h^*) / H$ devient égale à 1/ 4. Pour connaître les coefficients e débit, il faut donc connaître, par exemple par des observations sur modèle réduit, la charge H et la hauteur d'eau h^*.

Une littérature importante traite des effets d'échelle sur la formation des vortex du point de vue de la comparaison des modèles réduits et des prototypes. Mc Corquodale trouve que ces effets sont plus grands pour des vortex intenses que pour des vortex faibles. De plus, il recommande que le diamètre D d'une prise verticale soit supérieur de 5 à 10 cm sur le modèle pour que reproduction de la verticité soit similaire.(4)

Zielinski et Villemonte peuvent justifier les équations si le nombre de Reynolds $R = VD/v$ relatif à la vitesse dans la conduite $V = 4Q/(\pi D^2)$ reste supérieur à 10^4. Pour $R < 10^4$, il y a lieu de considérer l'effet de la viscosité sur le coefficient de débit.

Daggett et Keulegan analysent le vortex provoqué par une entrée arrondie. Ils constatent que, dans le domaine de leurs essais, l'écoulement était influencé par la viscosité et la circulation initiale. Cependant ils n'ont pas observé de modifications de l'écoulement du fait de la tension superficielle. Les résultats qu'ils obtiennent pour C_d sont comparable à ceux de Zielinski et Villemonte, à l'exception de la valeur de base $C_{d0} = C_d(K = 0)$, qui est évidement plus grande pour une entrée arrondie. (4)

Hecker démontre qu'il faut tenir compte en général des paramètres adimensionnels suivants

- H/D, submersion relative de la prise,
- ΓD/Q, circulation relative de l'écoulement d'approche,
- $V_0/\sqrt{gH}$, nombre de Froude d'approche, avec $V_0=2Q/(DH)$,
- Q/(vH), nombre de Reynolds d'approche,
- $\rho DV_0^2/\sigma$, nombre de Weber d'approche.

V.4.1.2) Prise horizontale :

Comparé au vortex axisymétrique qui peut être considéré comme une abstraction d'un vortex dû a une prise verticale, le vortex auprès d'une prise non verticale est gouverné par des effets spatiaux. Pour décrire de tels phénomènes, il faudrait donc tenir compte des équations complètes de Navier-Stokes. Les difficultés qui ressortent d'un traitement numérique, particulièrement dans le cas d'un écoulement turbulent, sont telles que la plupart des indications sur les vortex dues a des prises horizontales sont basées sur des essais expérimentaux. (4)

La détermination de la hauteur de submersion critique, c'est-a-dire la différence du plan d'eau minimal et la hauteur de prise pour qu'un vortex intense n'apparaisse pas, fait l'objet d'un intérêt particulier. Par la suite, quelques indications a ce sujet seront données. De plus, il est utile de connaitre des précautions constructives qui doivent être prises pour éviter la formation de vortex intenses dus a une prise horizontale.(4)

Considérons une prise horizontale, de diamètre hydraulique $D_h=D$ pour une conduite circulaire et $D_h=4R_h=2(tb)/(t+b)$ pour un canal rectangulaire de hauteur t et de largeur b.

Selon la hauteur de submersion h_t nécessaire pour éviter l'entrainement d'air doit satisfaire la relation

$$\mathbf{h_t/D \geq V/(gD)^{1/2}}$$

cette relation permet d'obtenir une estimation grossière de h_1 , une fois que la vitesse moyenne V dans la conduite est connue.

Si l'on ne tient pas compte des effets de la tension superficielle et du nombre de Reeynolds , h_t /D ne dépend que du nombre de Froude relatif a l'écoulement dans la conduite $F_p=V/\sqrt{gDh}$ et de la caractéristique de circulation Γ/V .Des résultats relatifs a un ouvrage réel sont présentés par Bretschneider. Cependant, il n'est souventpas possible de couvrir une prise par une hauteur d'eau aussi importante que celle indiquée par l'équation. (4)

Selon Knauss, qui inclut les observations les plus récentes, il existe une relation bien définie entre la submersion critique relative h_t/D et $F_p= V/(gD)^{1/2}$, appelée nombre de Froude de la prise. Cette dernière notation tient uniquement compte du rapport d'une vitesse et d'une vitesse de référence ; mais n'est pas comparable à un indice de l'écoulement comme celui qui a été introduit auparavant. (4)

Soit une prise d'eau à axe incliné. V étant la vitesse moyenne dans la conduite de prise, D le diamètre et h_t la hauteur de submersion, les vortex intenses ne s'établissent pas si l'on se trouve au-dessus de la zone hachurée, c'est-à-dire si

$$h_t/D \geq 1 + 2{,}3F_p$$

Dans la zone hachurée, on se trouve dans le domaine critique d'apparition de vortex intenses. Une fois

$$h_t / D < 1 \qquad 0 \leq F_p \leq 1/4$$

$$h_t / D < \frac{1}{2} + 2F_p \qquad F_p > ¼$$

la prise d'eau est trop proche de la surface d'eau. Il faut donc veiller à ce que la submersion soit suffisante pour n'importe quelle combinaison du débit Q et de la hauteur de la surface libre correspondante. Denny et Young proposent quelques mesures constructives pour éviter la formation de vortex dus à la prise. Ils distinguent les précautions qui ont pour but (4)

- d'empêcher la rotation libre de l'eau dans le voisinage de la prise,
- de détourner la queue du vortex loin de la prise.

D'autres mesures réalisées sur des prototypes sont exposées par Berge. Cependant, tous ces moyens ne touchent pas à l'origine propre du phénomène et un faible effet peut donc persister dans des circonstances particulières.(4)

Knauss propose les mesures suivantes contre les vortex qui aspirent de l'air dans la prise : (4)

- la géométrie du bassin amont, particulièrement l'axe de l'écoulement et la position de la prise relative a la direction d'approche, doit être choisie de telle façon que la circulation Γ qui apparait soit négligeable. S'il existe une excentricité entre l'entrée et la sortie, elle devrait être la plus petite possible ;
- si une circulation Γ>0 peut se former a l'amont de la prise, il faut veiller a ce que la hauteur de submersion critique soit respectée, la section de la prise soit suffisamment grande, ou que la prise se trouve a la proximité de la paroi du bassin. Quant a l'inclinaison de la conduite de la prise, une pente positive ($J_s \cong 0{,}5$ a 1) est préférable à un axe horizontal ou vertical. par des dispositions constructives ultérieures, la hauteur de submersion peut être réduite.

V.4.1.3) Prise à grande profondeur

A)Géométrie du jet plan

La charge auprès de l'entrée d'une prise d'eau peut se situer facilement au dessue de H=100m.si la géométrie d'une telle entée de prise de charge n'est pas suffisamment arrondie, la pression local a la section contractée atteint la pression de vapeur et le phénomène de cavitation s'établit. Un soin

particulier doit donc être apporté lors de l'exécution de cette partie d'une prise a grande profondeur. (4)

Comparativement à la géométrie d'un déversoir standard, la géométrie de l'entrée d'une prise a grande profondeur peut être modélisée a partir de la forme d'un jet dans l'air dû à une sortie en mince paroi. L'axe de ce jet est vertical, la géométrie du jet est donc axisymétrique .La pression sur la paroi à l'entrée est égal à la pression atmosphérique ; par conséquent, il n'existe ni sous pression , ni zones de séparation. Le dimensionnement de l'entrée de la prise tient donc compte du débit de dimensionnement $Q_D = Q_{max}$. Cependant, pour une géométrie de l'entrée donnée, un phénomène analogue à celui qui apparaît dans un déversoir standard s'établit pour tous les débits $Q \neq Q_D$. Pour $Q < Q_D$, la pression sur la paroi devient à la pression atmosphérique, tandis que des zones de sous-pression apparaissent pour $Q > Q_D$. De plus, une perte de charge locale, comme dans le cas discuté sous 2.3.5, apparaît. Finalement, si des grilles d'entrée sont prévues, des vibrations sont à craindre. La géométrique de l'entrée doit donc garantir, pour tous les débits concernés, notamment pour le débit maximal, soit une pression sur la paroi partout supérieure à la pression atmosphérique, soit seulement des sous-pressions faibles par rapport à la pression atmosphérique. (4)

Pour les jets axisymétriques à axes verticaux et de dimension suffisamment grande, seul l'effet du nombre d'Euler doit être considéré. En d'autre termes, un tel jet s'établit également sous une force de pression au lieu de la force gravitationnelle, comme cela a été démontré par Kirchhoff en 1983 et plus en détails par Von Mises. Plus tard, Rouse et Abul-Fetouh ont analysé des jets dus à un orifice circulaire et un orifice plan (fente). Ils trouvent que la concordance entre l'essai et l'approche théorique, basée sur l'écoulement irrotationnel, est presque parfait. Le débit de la configuration étudiée peut être calculé par (4)

$$Q = C_d A\sqrt{2gh}$$

Ou C_d est le coefficient de débit, A la section de l'orifice, d est soit hauteur de la fente, soit diamètre de l'orifice circulaire et h est hauteur de pression dans le local d'approche de hauteur D. De nouveau, D correspond à la hauteur du canal rectangulaire ou au diamètre d la conduite.

Le coefficient de contraction C_c dépend uniquement du rapport d/D. pour d/D→0, la valeur limite $C_{c0}=\pi/(\pi+2)=0{,}611$ est atteinte ; pour l'autre valeur limite, d/D = 1, C_c devient égal à l'unité.

Les valeurs de la fonction $C_c[d/D]$ sont présentées dans le tableau. Elles se calculent au moyen de l'équation implicite

$$C_c^{-1} = 1 + \frac{2}{\pi}\left[\frac{1}{C_c(d/D)} - C_c(d/D)\right].arctg\left(C_c\frac{d}{D}\right)$$

Tableau V.1 : coefficient de contraction C_c et coefficient de débit C_d en fonction de d/D

d/D	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
C_c	0,611	0,612	0,616	0,622	0,633	0,644	0,662	0,687	0,722	0,781	1
C_d	0,611	0,613	0,621	0,633	0,654	0,680	0,721	0,784	0,884	1,098	∞

Une fois C_c déterminé, le coefficient de débit C_d se calcule au moyen de l'expression

$$C_d = \frac{C_c}{[1-(C_c d/D)^2]^{1/2}}$$

C_d en fonction de d/D est également donné dans le tableau. Les profils du jet sortant de l'orifice ont été calculés par Rouse et Abul-Fetouh.On constate que la contraction du jet est pratiquement achevée si X/(d /2)≥2 .des résultats comparables ont été trouvés pour les jets d'eau s'écoulant sous des vannes .

Rouse et Abul-Fetouh présentent également la réparation de pression et la réparation de vitesse le long de l'axe et sur le contour de l'ouverture.

L'orifice horizontal, qui provoque un jet à axe vertical, est beaucoup plus simple à décrire que la même orifice placé dans un plan vertical, le jet sortant d'un orifice vertical dépend en effet non seulement du nombre d'Euler, mais également du nombre de Froude. De plus, pour de petits orifices surtout, il faut tenir compte de la tension superficielle, c'est-a-dire du nombre de Weber. La surface d'un tel jet est caractérisée par des fortes variations transversales et ne peut être décrire de façon simple. (4)

Cependant, prés de l'orifice, l'effet de la pesanteur est encore modeste par rapport à celui de la pression. Etant donné que la contraction d'un jet est pratiquement réalisée en x/(d/2)=2, la géométrie du jet dans ce domaine peut encore être approchée par une surface plane (fente) ou par une surface axisymétrique (orifice circulaire). Par la suite quelques propositions à ce sujet seront présentées.(4)

B) Géométrie de l'entrée d'une prise :

Le but recherché par une entré du prise profonde convenablement réalisée est (4)

- ✓ d'essayer de rendre la pression en tous points positive,
- ✓ l'absence de zone de cavitation,
- ✓ une variation de la pression continue et donc une perte de charge faible,
- ✓ une faible dimension pour l'installation de batardeaux.

L'entrée d'une prise et normalement réalisée par un traçons à section rectangulaire, dont la hauteur t et la largeur b diminuent dans le sens de l'écoulement.(4)

Les courbes de transition sont des ellipses qui se raccordent verticalement à l'entrée et horizontalement à la conduite. (4)

Si la contraction de la section est réalisée sur les quatre côtés de l'entée, les courbes de transition sont données par la fonction

$$(X-1)^2+(3Y+1)^2=1$$

Ou X = x/t ou X = x/b, selon la coupe concernée. Les origines (X,Y) = (0,0) des courbes de transition se trouve à l'allongement de la conduite de prise prismatique au plan d'entrée.

$$C_p=\Delta H/(V^2/(2g))$$

Le long du plan de système horizontal reste alors toujours inférieur à $C_p = 1$. Cependant, C_p le long du plan de système vertical et le long des arêtes supérieures attint localement des valeurs supérieures à l'unité. ΔH est la différance de pression entre la niveau du réservoir et l'axe de l'entrée et V est la vitesse dans conduite de prise

Pour éviter une telle répartition de pression, le « US Corps of Engineers » (USCE) recommande la géométrie d'entrée double-elliptique

$$(X-1)^2+\left(\frac{Y}{0,32}+1\right)^2=1,0\leq X\leq 0,33$$

$$(X-1,2)^2+\left(\frac{Y}{0,16}+1\right)^2=0,33\leq X\leq 1$$

Le coefficient de pression C_p décroit alors de façon monotone jusqu'à la valeur final $C_p = 1$.

L'effet de la pente δ de la face amont de l'entrée sur C_P a été également examiné par l'USCE. Ils ont trouvé qu'une pente supérieure à zéro augmente le maximum de la fonction C_p.

Pour des entrées de prise lesquelles seul le sommet est arrondi. L'USCE recommande d'utiliser la géométrie représentée par la fonction

$$(X-1)^2+\left(\frac{3}{2}y+1\right)^2=1,\qquad 0\leq X\leq 1$$

Ou X=x /t et Y=y/t, t'étant la hauteur de la conduite rectangulaire de la prise. La fonction $C_P(X)$ atteint le maximum $C_p\cong 1,4$ à l'endroit $X\cong 0,7$ .pour évité une telle sous-pression,

$$\left(\frac{2}{3}X-1\right)^2+\left(\frac{2}{3}Y+1\right)^2=1,\qquad 0\leq X\leq 1,5$$

Il en résulte que le maximum de $C_p = 1,2$ apparait à l'endroit X=1,2

V.4.2) Vidange de fond

Les de retenue modernes font souvent partie d'aménagement à buts multiples. Ces derniers peuvent servir, entre autres, à l'approvisionnement en eau potable et industrielle, à la protection contre les crues et, évidemment, à la production d'énergie hydro-électrique.(4)

La vidange de fond constitue un élément indispensable d'un barrage de retenue, Elle sert notamment a assurer. (4)

- La montée contrôlée du d'eau en an d'eau pendant le premier remplissage du réservoir,
- le contrôle du plan d'eau aval en cas d'événement particuliers, comme par exemple des instabilités des rives,
- l'évacuation de dépôts de sédiments,
- l'alimentation du cours d'eau aval en en cas exceptionnels

Les vidanges de fond de barrages importants constituent des organes de fermeture ou des organes de réglage. Puisque les profondeurs de retenue peuvent, en de nombreux cas, dépasser quelques centaines de mètres, la vitesse maximale de l'écoulement excède couramment les 40 cm^{-1} .de telles vitesses risquent de créer de sous-pressions dynamiques importantes. Par conséquent, des phénomènes comme la cavitation, souvent accompagnés par suffisamment compte des exigences constructives lors de la conception de l'ouvrage. (4)

Une de vanne de fond crée normalement une transition d'un écoulement en charge à un écoulement à surface libre. Un des éléments principaux permettant de garantir cette transition est un apport d'aire suffisamment important pour éviter ainsi des sous-pressions dynamiques. Ce moyen a été jugé efficace et économique pour réduire considérablement l'érosion de cavitation et les vibrations des vannes de fond. Les canaux d'aération débouchent immédiatement à val de la vanne. Il importe que la pression à la sortie de ces canaux dans la galerie soit le plus proche possible de la pression atmosphérique. En ce qui concerne l'érosion de cavitation, il faut veiller à ce que l'air puisse pénétrer dans les zones de sous-pressions, notamment auprès du fond de ce canal. (4)

Pour des raisons de sécurité, il est en principe exigé que la vidange de fond soit constituée de deux vannes, disposées l'une derrière l'autre. Celle située à l'aval est la vanne de service et celle à l'amont la vanne de révision se trouve normalement en position ouverte. (4)

Pour des raisons constructives et d'exploitation, il se peut que deux passes soient disposées en parallèle dans une même galerie. Il en résulte des problèmes particuliers pour réaliser des branchements corrects entre la galerie et le passes de vannes. Des solutions satisfaisantes doivent évidemment tenir compte des conditions hydrauliques particulières, comme par exemple de débits différents dans les deux passes, pour simplifier l'approche, on considérera par la suite une galerie comportant une vanne de service. Il importe de prévoir des essais sur modèles réduits pour toutes modifications de ce cas fondamental, notamment en présence de débits et de charges importants. (4)

V.4.2.1) Vanne de fond :

A)Types de vannes *:*

On peut distinguer trios types principaux de vannes de fond (4)

- vanne à glissières,
- vanne wagon,
- vanne segment.

Le rapport qui existe entre la charge H_r due à la retenue et les sections A_v des différents types de vannes. Il important de notre que le potentiel de vibration et d'érosion de cavitation d'une vanne de fond dépend du type de vanne et de détails constructifs.(4)

La vanne à glissière s'impose surtout pour des charges importantes. La section A_v de la vanne devient par conséquent relativement petite. Cette vanne repose sur des glissières verticales aval qui servent également de dispositif d'étanchéité. La crête inférieure de cette vanne est souvent réalisée selon les recommandations de l'USCE. L'épaisseur de la vanne diminue vers les niches de vannes. Ces dernière sont donc de faible longueur et ne favorisent que peu la formation de zones de cavitation. La principale force nécessaire pour la commande des vannes est due glissement et nécessite l'action d'un servomoteur. Par conséquent, le danger de vibrations est fortement réduit et ce type de vanne peut même être submergé de l'aval. (4)

La vanne wagon convient comme vanne de fond pour des charges moyennes. Elle s'appuie sur des roues posées sur des rails verticaux dans les niches. Par conséquent, la force de frottement est réduite mains le danger de vibrations augmente. La crête inferieure de cette vanne est souvent en mince paroi. Il est impératif que la largeur de la crête t soit la plus faible possible tandis que l'angle θ doit être le plus grand qui puisse être réalisé.(4)

Le domaine d'application de la vanne segment est proche de celui de la vanne wagon. L'élément s'opposant à la pression d'eau est un segment à surface cylindrique, dont l'arête inferieure est en mince paroi. Pour réduire la force de levage, le centre de rotation de la vanne peut être déplace par rapport au centre de courbure du segment. Cette construction ne nécessaire qu'un faible force pour la commande, normalement appliqué par un ou deux vérins hydrauliques. Cependant, elle est sensible aux vibrations et ne doit donc pas être submergée par l'aval. Un des avantages de ce type de vanne est l'absence de niches. Le risque de cavitation correspondant est donc exclu.(4)

B)Vibrations de vanne :

Si l'on considère un écoulement par-dessous une vanne de fond comme un système hydro-élastique, il faut distinguer sa masse (la vanne), son ressort (suspension de la vanne) et son amortissement (forces de frottement dans ses étanchéités et ses paliers). La composante hydrodynamique de système contient la masse hydrodynamique, la force de rétablissement, l'amortissement et l'excitation hydrodynamique.(4)

Les causes d'une vibration d'un tel système peuvent être

- la séparation de l'écoulement de la vanne,
- un apport insuffisant d'air dans les zones de sous-pression.

Les zones de séparation de l'écoulement sont la conséquence d'une mauvaise configuration de la géométrie de la vanne de fond. Il en résulte un jet sortant de la vanne alternativement séparé et attaché à cette dernière. Un ressaut hydraulique dont le pied se trouve proche de la vanne peut encore amplifier ce phénomène.(4)

Les zones de sous-pression peuvent fortement influencer les vibrations de la vanne et la cavitation à l'aval. Il est donc impératif de les réduire par une aération suffisante de jet sortant de la vanne.

Concernant les forces dynamiques agissant sur une vanne de fond, les recommandations de Nauda-scher et al. A cause de gradient considérable de pression le long de la face inferieure de la vanne, cette dernière doit supporter des sollicitations considérables. Cependant, si la géométrie de la tôle de guidage du jet, les niches de vanne et le dispositif d'étanchéité ont des formes appropriées, les forces de succion et les vibrations de la vanne peuvent être supprimées. Il faut particulièrement veiller à ce qu'il n'existe pas de zone sous-pression le long de la face inferieure de la vanne et que le jet d'eau sortant nettement de l'arête inférieure. Les éléments d'étanchéité doivent se regrouper de préférence dans un seul plan perpendiculaire à la direction de l'écoulement principal. (4)

Du fait des vitesses de sortie très élevées, le jet d'eau doit être guidé sans aucune perturbation le long du fond. Par conséquent, le dispositif d'étanchéité inférieure est réalise en posant la vanne sur le fond rectiligne. La figure au dessous représente quatre types d'arêtes inférieures de vannes de fond, dont les trois premiers peuvent appartenir aux vannes à glissières. Le quatrième type, à étanchéité amont, correspond à une vanne wagon.(4)

Les commentaires suivants peuvent être faits relativement aux quatre types d'arêtes inférieures de la au-dessous : (4)

1) Du point de vue constructif, cette arête est caractérise par la conservation d'épaisseur à proximité de l'extrémité inferieure. A la suite des changements considérables de la direction de l'écoulement le long de l'arête, il existe un risque de séparation du courant et de formation d'une zone de sous-pression qui lui est associées. Il faut donc compter avec des forces de succion. La séparation du courant peut être irrégulière, ce qui conduit alors à des vibrations de la vanne.

2) Du point de vue constructif, cette arête est assez difficile à réaliser. Cependant, à cause de la courbure faible du guidage du jet, elle est très favorable du point de vue hydraulique. Le chute de pression jusqu'à l'arête est continue de telle manière qu'il ne se forme pas de zones de sous-pression. La séparation du courant est donc stable et les forces de succion restent faibles.
3) Du point de vue constructif, cette arête est favorable à cause de son épaisseur importante sur la plus grande partie de sa hauteur et du déplacement vers l'amont de la surface d'appui. Il faut veiller à ce que cette surface soit minimale et que la face aval remonte immédiatement sous un angle de 45° afin que le jet ne puise pas se rattacher à l'arête.
4) L'arête de séparation est située sur la face amont de la vanne et il n'est pas nécessaire de prévoir des dispositifs particuliers pour le guidage du jet. La partie aval de l'arête remonte immédiatement pour éviter le rattachement du jet. Les forces de l'écoulement agissant sur la vanne sont faibles.

Quant aux éléments d'étanchéité, on peut ajouter ce qui suit :

1 et 2 ils se situent favorablement à l'aval de la vanne.

3- L'étanchéité de fond est déplacée par rapport à celle longeant les parois. Par conséquent, il existe une perturbation due aux niches, ce qui conduit à une contraction latérale considérable du jet, à la vaporisation de l'eau et à la formation d'ondes de chocs dans la galerie, surtout pour une ouverture faible de la vanne.

4- Le dispositif l'étanchéité se trouve dans un plan unique, mais celui-ci est situé à l'amont du corps de la vanne. On rencontre des difficultés à étancher la vanne le long de la bordure supérieure. Etant donné que les niches et le puits de vanne se situent en dehors de la pression amont, il n'y a que peu de contraction latérale et de vaporisation du jet.

Les niches des vannes peuvent être considérées comme des élargissements locaux de la section dans lesquels les vannes wagon sont tenues. L'écoulement se sépare de l'arête amont de la niche, s'élargit et heurte la face aval de la niche. Autour du point de stagnation, la pression est fortement augmentée, tandis qu'il existe une sous-pression considérable le long de la paroi aval. (4)

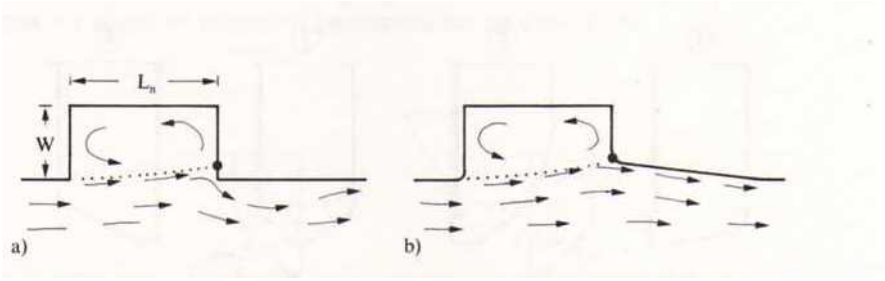


Figure. V.5 niches de vanne a)géométrie rectangulaire) exécution hydrodynamique.

Si l'on recule la paroi aval, comme la montre la figure au-dessus, les sous-pressions dans cette zone peuvent être considérablement réduites. De plus, il faut veiller à ce que le rapport L_n/W soit le plus petit possible tout en limitant au strict minimum la profondeur W de la niche. Des équations relatives à la cavitation auprès de niche de vanne de fond ont été étudiées par Adami. (4)

C) Caractéristique du débit

L'écoulement par-dessous des vannes peut être soit libre, soit submergé. L'écoulement libre est caractérisé par la pression constante à la surface du jet. Cette condition indique que le coefficient de contraction C_c du jet ne dépend pas seulement de l'ouverture relative $\bar{A}=a/t_0$ de la vanne, mais également du nombre de Froude dans la section contractée (4)

$\mathbf{F}_c=q/[g(C_ca)^3]^{1/2}$

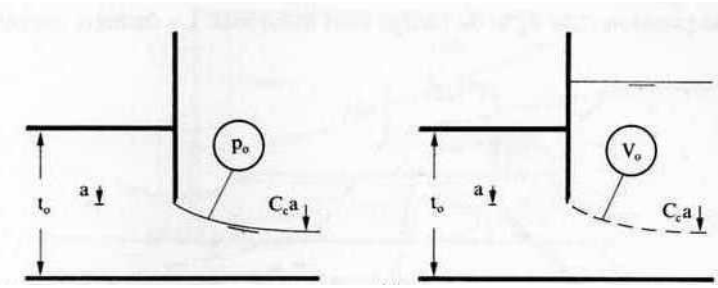


Figure. V.6 écoulement par dessous des vannes

Q est le débit d'eau par unité de largeur de la vanne, <<a>> est son ouverture et t_0 la hauteur du canal rectangulaire amont.

Comme le montre la figure au-dessous, C_c croît lorsque $\bar{A}$ et $\mathbf{F}_c$ augmentent. Pour $\mathbf{F}_c>0$, l'effet de la gravité disparaît et la vitesse V_0 le long de la ligne de séparation reste constante (comme dans le cas de la vanne submergée).

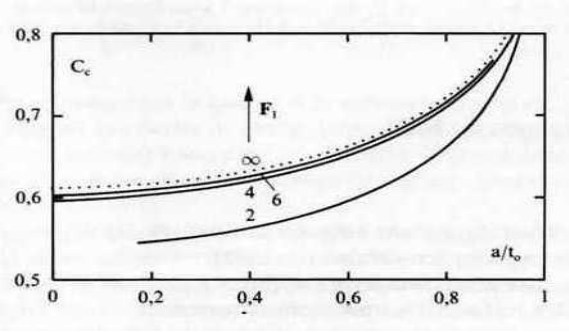


Figure. V.7 effet du nombre de Froude sur le coefficient de contraction

Comme le nombre de Froude F_c dépasse normalement la valeur limite F_{cl} = 10, l'effet de F_c sur le coefficient de contraction C_c ne doit pas être considéré. Ainsi, les coefficients de contraction C_c et les coefficients de débits C_d.

Une vidange de fond schématisée dont la galerie aval est également en charge. Le linge de pression et la ligne de charge sont indiqués. La dernière décroît à cause des pertes de charge locales (entrée, couds, éventuels, élargissement à l'aval de la vanne partiellement ouverte, sortie) et des pertes réparties (frottement). Le débit se calcule alors par la formule (4)

$Q = C_c\, a\, b(2g(H-\Delta H_v - h_v))^{1/2}$

Ou $H - \Delta H_v$ correspond à la charge et h_v à la hauteur de pression dans la section contractée du jet.

Dans le cas de l'écoulement libre, pour lequel la dépression $\Delta p/(pg)$ par rapport à l'atmosphère s'établit à l'aval de la vanne, le débit se calcule au moyen de l'expression

$$Q = C_c ab\left(2g\left(H - \Delta H_v - \frac{\Delta p}{\rho g} - C_c a\right)\right)^{1/2}$$

V.4.2.2) Aération des vidanges de fond :

A) Moyens d'aération :

On distingue trois cas d'aération d'une vidange de fond : (4)

- Aération superficielle pour un écoulement torrentiel,
- Aération superficielle par un ressaut hydraulique,
- Aération sur toutes les surfaces d'un écoulement torrentiel.

Si l'écoulement n'occupe que partiellement la section de la galerie aval, un débit d'air Q_{ao} peut provenir de la sortie de la galerie et aérer la zone proche de la vanne ou la sous-pression par rapport à la pression atmosphérique est la plus grande. Ce type d'aération n'est satisfaisant que si la section de la galerie occupée par l'air est suffisamment grande et si la distance entre la vanne et la sortie n'est pas trop importante. L'apport d'air auprès de la vanne de fond peut être augmenté d'un débit Q_{av} à l'aide d'une conduite d'aération. (4)

Un ressaut hydraulique se forme dans la galerie si la submersion aval est grande ou si la pente de la galerie est très faible par rapport aux pertes de charge. Un ressaut hydraulique dénoyé entraîne à son pied une quantité d'air considérable. Une fois que le pied du ressaut touche la vanne, le ressaut change de régime, devient noyé et n'entraîne plus d'air. (4)

Une classification de types d'écoulement dans des galeries a été présentée par Sharma. Pour une ouverture relative de la vanne inférieure à 10% l'écoulement s'échappe un spray, c'est-à-dire que le jet s'écoulant de la vanne se vaporise. On utilise ici le terme de vaporisation alors qu'il s'agit d'une dispersion très fine de gouttelettes d'eau et non de formation de vapeur. Le débit d'air Q_{av} aspiré par la conduite d'aération est considérable. L'écoulement dit libre peut apparaître sous la forme de pulsations, d'ondes ou d'écoulement stratifié. Si la galerie est presque remplie d'un mélange eau-air il s'établit un écoulement écumeux. Dans la figure au-dessous un ressaut hydraulique suivi d'un écoulement en charge se forme. (4)

L'entrainement d'air est dû à la turbulence de l'écoulement. Cependant la remontée des bulles d'air sous l'effet de la poussée d'Archimède s'oppose à l'aération profonde. C'est la raison pou laquelle il faut souvent prévoir d'autres approvisionnements d'air qui garantissent une aération sur la circonférence de l'écoulement à haute vitesse. La figure au-dessous représente une aération à l'aval de la vanne de fond. En raison de la discontinuité de géométrie du canal de vidange au radier et aux parois

latérales, l'écoulement se sépare de celles-ci et crée des zones de sous-pression ; ces zones provoquent l'aération complète du jet. La quantité d'air requise est réglée au mieux par une conduite d'aération. (4)

B) Mécanismes d'aération :

Comparée à l'aération superficielle d'un l'écoulement à haute vitesse dans un canal découvert, l'aération d'un écoulement dans une vidange de fond est caractérisé par les différences suivantes : (4)

- La pente du radier d'une galerie de vidange est normalement plus faible, la vitesse moyenne étant pourtant plus élevée ;
- La limite apurés du fond d'une vidange de fond est fortement influencée par l'écoulement d'approche, la géométrie de la vanne de fond par les aérateurs éventuels ;
- Le jet sortant de la vanne de fond peut être fortement perturbé par des vortex dus à la vanne et aux niches ;
- Comme le montre la figure, différents types d'écoulement peuvent apparaître à l'aval d'une vanne de fond ;
- L'écoulement bi phasique eau-air est limité par la calotte de galerie. l'écoulement d'air est fortement influencé par le type d'écoulement et par les dispositions d'aérations.

Q_{ae} le débit d'air entraîné par l'écoulement bi phasique ;

Q_{au} le débit d'air mis en mouvement au-dessus de l'écoulement bi phasique en direction aval ;

Q_{ao} débit d'air aspiré depuis la sortie aval ;

Q_{av} le débit d'air qui provient des conduites d'aération (vent) ; et

Q_{af} le débit d'air provenant d'aération de fond.

Les débits Q_{av} et Q_{af} sont évidemment des quantités qui sont définies de manière univoque. Les trois autres débits dépendent portant égalent des conditions particulières d'écoulement du mélange bi phasique.

Pour la configuration pour laquelle un ressaut hydraulique apparaît dans la galerie de la galerie de vidange, on trouve $Q_{ao} = Q_{au} = 0$.

B.1) Ecoulement libre

Pour la configuration d'écoulement de la figure ( ) le débit d'air dépend de la géométrie de la conduite d'aération (exprimée par un coefficient de perte de charge globale) et de la galerie aval. (4)

Le débit d'air relatif au débit d'eau, $ß\ t = Q_a / Q_e$ peut être corrélé expérimentalement par

$$ß = 0,94\left(\frac{A_a}{A_a}\right)^{0,90} F_c^{0,62}$$

Ou

$$A^*_a = A_a [1 + \sum \zeta^*_i]^{-1/2}$$

Est la section du canal d'aération A_a, réduite pour tenir compte des pertes de charge, et A_u la section de la galerie aval. L'équation s'applique uniquement pour l'écoulement libre défini par

$$0{,}12 \leq a/t_0 \leq 1 \quad \text{et } F_c \leq 40.$$

Ce type d'écoulement a été aussi analysé par Ghetti et Di Silvio. Ceux-ci trouvent également que β est influencé par $\mathbf{F}_c$ et par la géométrie de la conduite d'aération.

B.2) Ecoulement à ressaut :

Dans ce cas d'écoulement, il faut connaître la hauteur d'eau soit la hauteur de pression h_p à l'aval du ressaut hydraulique. La position du ressaut résulte d'un calcul de la courbe de remous, en partant de la section contractée pour la tronçon amont et d'une section de contrôle aval. (4)

Si le rapport ($C_c a/h_p$) est plus grand que 0,04, le débit d'air relatif devient : $\beta = 0{,}019.(A^*_a/A_u)^{0{,}099}.\mathbf{F}_c$

B.3) Aération de fond :

Pour ce type d'écoulement, représenté dans la figure au-dessous, on distingue les trois cas suivants : (4)

1. Pour des nombres de Froude $\mathbf{F}_c$ relativement faibles, le débit relatif d'air entraîné par l'aération $\beta = Q_{af}/Q_e$ augmente rapidement avec $\mathbf{F}_c$.
2. Une fois la limite $F_{c\ell}$ dépassé β_f tend asymptotiquement vers la valeur $\beta_{f\ell}$;
3. Pour des nombres de Froude F_c encore plus grands, l'eau vaporise et β_f croît de nouveau.

A charge amont constante, ces trois cas sont successivement parcourus en ferment une vanne de fond.

Comme cela a été démontré expérimentalement par Rabben β_f dans le cas 1 ne dépend que de la vitesse $V_c = q/(C_c a)$. La transition du cas 1 au cas 2 se caractérise par la longueur relative de jet, $\lambda = L/(C_c a)$. λ dépend essentiellement de l'écoulement d'eau, la géométrie du déflecteur et de la caractéristique hydraulique de la conduite d'aération de fond. (4)

Soit θ la différance des pentes du déflecteur et du canal de vidange, $\omega = \Delta p/(\rho_e g C_c a)$ la différance de pression relative entre les nappes inférieure et supérieure du jet compact et t le temps. La trajectoire du jet devient alors, en représentation paramétrique (4)

$$X = -T + \frac{F_c^2}{\omega}\frac{\sin(-\theta)}{\sin\Phi}\left[\sin\left(\frac{\omega^2}{F_c^2}T + \Phi\right) - \sin\Phi\right]$$

$$Z = \frac{F_c^2}{\omega}\frac{\sin(-\theta)}{\sin\Phi}\left[\cos\left(\frac{\omega^2}{F_c^2}T + \Phi\right) - \cos\Phi\right]$$

Ou $X = x / (C_c a)$, $Z = z / (C_c a)$ sont les coordonnées adimensionnelles, $T = qt / (\omega C^2 a^2)$ le temps adimensionnel et

$$\Phi = \operatorname{arctg}\left[\frac{\omega \cdot \sin(-\theta)}{1 + \omega \cdot \cos(-\theta)}\right]$$

(θ, a, C_c) étant connus et la différence de pressions Δp calculée, on trouve pour chaque temps T les cordonnées (X,Z) de la nappe inférieure du jet.

La figure montre des nappes inférieures Z(X) pour les configurations suivantes :

a) Le paramètre de pression ω est variable et $F_c = 5$ est fixé, on constante alors que pour les configurations d'approche bien définies, le jet est lancé plus lion lorsque ω décroît,
b) Le paramètre $\omega = 0{,}1$ est fixé et les différentes courbes représentant des conditions d'approche variables, exprimées par le nombre de Froude $\mathbf{F}_c$ dans la section contractée. Le jet monte évidemment plus haut avec $\mathbf{F}_c$ croissant.

En considérant des valeurs faibles de θ et ω. La solution explicite s'écrit en première approximation

$$Z = -\frac{\omega\theta\Phi}{\Phi + \omega\theta} \cdot X\left[1 - \frac{\omega^2 X}{2F_c^2(\Phi + \omega\theta)}\right]$$

Cette relation permet de constater que les solutions Z(X) sont des paraboles. De plus, il est facile de démontrer que Z(X) est proportionnel à $(1 - \omega)$, compte tenu que l'approximation $\Phi = (-\omega\theta)(1 - \omega)$ existe.

Les points suivants revêtent un intérêt particulier :

- La hauteur maximale du jet s_{max},

- La distance de lancement L^* calculée des équations

Selon l'équation les coordonnées du maximum de la nappe inférieure sont

$$X_{max} = F_c^2(\Phi + \omega\theta) / \omega^2 \; ; \; Z_{max} = -\Phi\theta F_c^2/(2\omega)$$

De plus, lorsque la hauteur du gradin $s_g < 0$, la distance de lancement du jet $X_\ell = x_\ell/(C_c a)$ vaut

$$X_\ell = (\Phi + \omega\theta)/\omega^2 \left[1 \pm \left(1 + \frac{2\omega Z_\ell}{\Phi\theta F_c^2}\right)^{1/2}\right] F_c^2$$

Ou $Z_\ell = s_g/(C_c a)$.

La comparaison entre le calcul et les observations indique pourtant que la valeur de L^* calculée est considérablement supérieure à la valeur L observée. Cet effet est dû à la turbulence du jet et à l'entraînement d'air dans le jet. Il réduit la distance de lancement calculée à $L=0{,}6.L^*$.

Le débit d'air relatif entraîné par la nappe inférieure du jet se calcule alors par :

$$\beta_f = c_0 \left(\frac{A_{af}}{A_{max}}\right)^{c_1} \cdot \left(\frac{L}{C_c a}\right)^{c_2}$$

Ou A_{af} est la section de la conduite d'aération, $A_{max}=bs_{max}$ la section maximale au-dessous de la nappe inférieure et L la distance effective de lancement du jet. Les coefficients c_i sont présentés au tableau suivant : (4)

θ	c_0	c_1	c_2
0	0,046	0,43	1,25
4,5°	0,042	0,38	1,13
9°	0,041	0,47	1,20

Le calcul de β_f est évidement implicite. En admettant une valeur pour Q_{af} du même ordre de grandeur que le débit d'eau Q_e, on déduit Δp du calcul des conduites d'aération. Par la suite, on peut calculer A_{max} et L et vérifier si la valeur β_f calculée correspond à la valeur préconisée.

Conclusion :

Pour notre dimensionnement on opte pour une vanne secteur de vidange de fond, et une vanne plate de garde, pour la prise on préfère d'adopté à deux niveaux de prise horizontaux avec deux vannes plates.

Les grilles de protection sont nécessaires à l'entrée de vidange et les deux prises. Le diamètre des grilles est choisi suivant la section de l'entrée, on opte pour des grilles d'espacement de ¼ aux diamètres de la section de l'entrée.

Chapitre VI : Auscultation du Barrage

Introduction :

Dans ce chapitre, nous décrivons les différents types d'instruments destinés pour le suivi du barrage dé la construction.

VI.1) DISPOSITIF D'AUSCULTATION DES OUVRAGES D'ACCUMULATION :

VI.1.1) Généralités :

Le dispositif d'auscultation est un système de mesures judicieusement conçu permettant de juger, par le suivi de paramètres représentatifs, le comportement du barrage et de ses fondations en regard des charges qui les sollicitent. Il doit aussi être en mesure de livrer des informations relatives au milieu environnant. (8)

Le dispositif d'auscultation a entre autres les objectifs suivants: (8)

- Exécuter des contrôles pendant la construction et le premier remplissage
- Exécuter des contrôles pendant l'exploitation
- Disposer de renseignements complémentaires en cas d'anomalie de comportement
- Compléter et améliorer les connaissances de l'ingénieur (recherches techniques ou scientifiques)

Il est primordial d'apporter un soin particulier au choix des instruments de mesure et à leur mise en place afin de garantir une excellente fiabilité des mesures et une interprétation correcte des résultats.

VI.1.2) Raison d'être du dispositif d'auscultation :

Le dispositif d'auscultation d'un ouvrage d'accumulation est un des éléments-clé permettant d'assurer une surveillance adéquate d'un barrage et d'en garantir la sécurité. Ce système est incontournable et son étude se fait déjà au stade du projet.(8)

Son but est de pouvoir suivre à long terme le comportement de l'ouvrage, de ses fondations et de ses environs en pouvant garantir, comme il l'a été mentionné plus haut, une détection rapide de tout comportement anormal.(8)

VI.1.3) Conception globale du dispositif d'auscultation :

Le dispositif d'auscultation doit être conçu de telle façon qu'il soit possible de mesurer tant les charges (poussée hydrostatique, température) qui sollicitent l'ouvrage (causes) que les différents paramètres (grandeurs) qui caractérisent le comportement d'un ouvrage de retenue (conséquences). Les charges directes et les conditions extérieures vont engendrer, d'une part, des déformations, des variations de température particulièrement dans le corps d'un ouvrage en béton et, d'autre part, des pressions (sous-pressions, pressions interstitielles) et des infiltrations(Percolations). (8)

Le dispositif d'auscultation est adapté aux particularités et à l'importance du barrage.

Bien que l'ouvrage de retenue et ses fondations constituent un ensemble, le dispositif d'auscultation doit permettre de distinguer clairement le comportement de l'ouvrage de retenue de celui de ses fondations et de ses environs.(8)

En outre, un dispositif d'auscultation n'est pas un système figé. En effet, il est bon d'examiner périodiquement s'il satisfait toujours aux exigences et aux besoins; si nécessaire, il est complété, adapté, voire modernisé.

Le dispositif d'auscultation doit être assez complet pour trouver, en cas d'anomalie, les éléments utiles pour la recherche de la cause ou des causes du phénomène observé. Le cas échéant, la mise en place d'une instrumentation complémentaire peut s'avérer nécessaire.(8)

VI.1.4) Caractéristiques des instruments de mesure *:*

Le choix des instruments de mesure dépend des paramètres à observer, du mode de construction de l'ouvrage et des possibilités d'installation. La priorité doit être donnée aux instruments répondant aux critères suivants. (8)

- Simples dans leur concept et leur exploitation (les mesures sont généralement effectuées par le personnel de l'exploitant)
- Robustes
- Insensibles aux conditions environnementales: température, humidité, surtensions
- Durables (la longévité des appareils doit être assurée surtout pour ceux qui sont directement intégrés dans le corps de l'ouvrage lors de la construction)
- Précis et fiables
- Lecture facile pour autant qu'ils ne soient pas noyés dans le corps de l'ouvrage
- Accessibles
- Remplaçables faiblement (pour assurer la continuité des mesures)

En prévision de risques de pannes ou défaillances, il est recommandé de prévoir des
Mesures redondantes pour certains paramètres (par exemple, la mesure des déformations).
Le recours aux mesures automatiques, en des points rigoureusement choisis, ainsi que la télétransmission des résultats sont laissés à l'appréciation des exploitants. Il faut souligner que l'automatisation permet une surveillance quasi permanente et peut être utile en cas d'accès difficile au site du barrage, surtout en hiver. Si cette installation complète le dispositif manuel classique, elle ne le remplace pas pour autant. Il faut être en mesure d'assurer la continuité des mesures dans le cas d'une défaillance de l'automatisation. Enfin, les résultats de mesure automatique doivent être contrôlés si possible (par exemple, les pendules) au moins une fois par mois à l'aide de mesures manuelles. Ce mode de faire permet d'assurer une présence périodique et régulière du personnel au barrage, ainsi que de pouvoir procéder à la vérification des installations et d'effectuer des observations visuelles. (8)
Dans le cas d'une mesure automatisée de variables, on prend en compte les points suivants: (8)

- Capteurs simples et robustes
- Compatibilité électromagnétique
- Protection contre les surtensions
- Protection contre l'humidité
- Plage de température de fonctionnement adéquate

VI.2) Paramètres à mesurer :

Les charges directes (en particulier la poussée hydrostatique) sont celles qui agissent directement sur l'ouvrage; quant aux conditions extérieures, elles reflètent les conditions atmosphériques (par exemple la température ambiante) sur le site. (8)
La poussée hydrostatique étant une charge importante, les variations du niveau du plan d'eau doivent être relevées et enregistrées, même si le bassin reste vide la plupart du temps (comme c'est,

par exemple, le cas d'un bassin pour la protection contre les crues). La température de l'eau est également un indicateur à relever. (8)

Dans le cas où les dépôts de sédiments seraient importants (modification des charges, diminution marquée du volume utile, risque d'obturation des organes de vidange), il est nécessaire de procéder périodiquement au relevé de leurs niveaux.

Les conditions atmosphériques (température de l'air, pluviométrie, neige) sont également des données importantes. La température ambiante peut avoir une incidence, en particulier sur les déformations d'un barrage en béton. Il est bon de consigner si les précipitations tombent sous forme de pluie ou de neige. Enfin, il faut relever que les précipitations et la fonte des neiges ont parfois une influence directe sur les infiltrations à travers le sous-sol. Dans des cas précis, les conditions sismiques sur le site peuvent être enregistrées.(8)

Tableau VI. 1 : Instruments de mesure des charges directes et des conditions extérieures

PARAMETRES	**INSTRUMENTS ET RELEVES**
Niveau du plan d'eau	Limnigraphe Echelle limnimétrique Câble avec témoin (sonore ou lumineux) Sonde de niveau Capteur de pression Balance à pression Manomètre
Niveau des sédiments	Bathymétrie
Température de l'eau	Thermomètre
Conditions météorologiques	Thermographe, thermomètre, Ensoleillement Pluviomètre enregistreur
Conditions sismiques	Sismomètre, accélérographe

VI.3) Paramètres significatifs pour le suivi du comportement des ouvrages d'accumulation :

Le dispositif d'auscultation mis en place doit permettre de mesurer des déformations, des températures, des pressions interstitielles, des niveaux piézométriques et des débits. La détermination de certaines caractéristiques chimiques des eaux permet de compléter l'information.

Le tableau 2 donne les principaux paramètres qui doivent être relevés pour les barrages en béton et en remblai, ainsi qu'en fondation. (8)

Dans le cas d'un système de mesure permanente, les informations qui figurent dans le tableau 5 sont utiles pour conduire une analyse à distance du comportement. Il n'est pas indispensable de prévoir la saisie automatique de tous les points de mesure. Il est recommandé de se limiter à quelques paramètres définis et caractéristiques. Ce système automatique peut être une aide pour des points difficiles d'accès. (8)

Tableau VI. 2 : Paramètres significatifs et contrôles pour le suivi d'un barrage et de ses fondations

BARRAGE EN BÉTON	**FONDATIONS**
Déformations de la structure	Déformations Mouvement des appuis
Mouvements particuliers (fissures, joints)	Mouvements particuliers (fissures, diaclases)
Température dans le corps du barrage	Température dans la fondation pour la détection de percolation (éventuel)
Sous-pressions (au contact béton-fondation)	Pressions interstitielles Sous-pressions au contact béton-fondation et dans le rocher. Niveau piézométrique
Débits de fuites et de drainage, infiltration	Débits de fuites, de drainage, résurgences
Chimisme des eaux de percolation Turbidité (éventuelle)	Chimisme des eaux de percolation Turbidité

Tableau VI. 3 : Paramètres pouvant faire l'objet d'une mesure continue et d'une transmission à distance

POUR TOUS LES OUVRAGES	**POUR LES BARRAGES EN BETON**
Niveau du plan d'eau	Déformations caractéristiques (par exemple, déformation totale dans une section)
Conditions météorologiques (précipitations)	Température du béton
	Débits de fuite et de drainage en des points particuliers

VI.4) Suivi du comportement des barrages en béton

VI.4.1) Déformation de la structure

Le but est de connaître les déformées horizontales et verticales de la structure. Selon la configuration du barrage (avec ou sans galeries et/ou puits), les points de mesure sont situés, à différents niveaux, à l'intérieur du barrage ou fixés sur son parement aval. Si possible, les lignes de mesure sont prolongées dans le rocher, pour connaître entre autres le déplacement au niveau de la fondation. Pour les ouvrages de petite hauteur de retenue, il s'agit au moins de prévoir la mesure des déformations au niveau du couronnement. (8)

En ce qui concerne les déformations radiales et tangentielles, elles peuvent être déterminées par des mesures de pendules directs et/ou inversés le long de lignes verticales et par la mesure de polygonales le long de lignes horizontales. Des visées optiques sur cibles extérieures permettent d'obtenir le même type de déplacement. La tendance actuelle est d'effectuer conjointement des mesures d'angle et de distance (mesure de vecteur). Pour les déformations dans le plan horizontal, il est aussi possible de recourir à un alignement par des visées ou par fil. Le nivellement permet de connaître les mouvements verticaux (tassement ou soulèvement) de l'ouvrage.

Dans le cas de l'installation d'un nouveau pendule inversé, les techniques actuelles de forage permettent de garantir leur verticalité. Il existe aussi la possibilité de faire glisser un guide-fil autocentreur le long d'un tube rainuré, ce qui permet d'avoir des points de mesure à différents niveaux. Il est possible de recourir à cette solution pour des barrages sans galeries de contrôle.

Les déformations locales, par exemple celles de la partie supérieure du barrage, peuvent être déterminées par la pose d'extensomètres. Des mesures inclinométriques (avec possibilité de mesures automatisées) permettent de calculer la déformée ou peuvent être comparées à la mesure de pendules. (8)

VI.4.2) Températures

Durant la phase de construction, il s'agit de suivre l'évolution de la température du béton pendant sa phase d'hydratation et de durcissement. Ensuite, en cours d'exploitation, il est utile de suivre les variations des températures afin de déterminer leurs incidences sur les déformations.

Les thermomètres sont placés directement dans la masse lors du bétonnage. Ils sont implantés à plusieurs niveaux et répartis sur l'épaisseur du mur. Leur nombre dépend de l'épaisseur. Les thermomètres situés près de la surface sont fortement influencés par les conditions extérieures locales (températures de l'air et de l'eau).

Concernant l'accessibilité aux instruments, des thermomètres électriques peuvent être glissés dans des forages en les isolants pour éviter les effets de la température extérieure ou d'une galerie. En cas de défaillance, il est possible de les retirer et de les remplacer. (8)

VI.4.3) Déformations particulières *:*

Les barrages en béton ne sont pas exempts de fissures. Si, parfois, le relevé visuel des fissures et leur report sur plan sont suffisants, il est indiqué de suivre le mouvement des lèvres de certaines fissures particulières. A tout le moins, il est possible de placer des témoins (en ciment) à cheval sur la fissure, toutefois ce procédé ne représente pas une solution optimale.

En outre, des repères sont aussi mis en place pour la mesure des mouvements des joints de la structure.

Les instruments utilisés sont par exemple des micromètres, des jointmètres, des déformètres, des indicateurs d'ouverture maximale de fissures (rissmaximètres). (8)

VI.4.4) Sous-pressions *:*

Le relevé des sous-pressions est important, car elles ont une incidence marquée sur la stabilité des barrages-poids et des appuis des barrages-voûtes. Les sous-pressions, Qui concernent en priorité le comportement de la fondation, sont mesurées au niveau du contact béton-rocher et à différentes profondeurs dans la fondation (8)

VI.4.5) Débits de percolation et de drainage *:*

En ce qui concerne les débits d'infiltration, ils peuvent varier en fonction du niveau de la retenue et aussi être influencés par les conditions atmosphériques ou la fonte des neiges.

On cherche à effectuer des mesures de débits partiels en déterminant des zones de provenance. Ce procédé permet, en cas d'anomalie, de localiser la zone critique et de faciliter la recherche des causes.

On mesure également les débits provenant de drainages ou de galeries de drainage. Une diminution du débit peut indiquer un colmatage des drains. La détermination du débit peut être volumétrique 4**,** s'effectuer au moyen d'un déversoir, d'un venturi ou par la mesure du flux dans un tube. (8)

Tableau .VI. 4: Instruments et moyens de mesure pour les barrages en béton

TYPES DE MESURE	**INSTRUMENTS MOYENS DE MESURE**
Déformations de la structure	Pendule direct Pendule inversé Alignement par fil Mesure d'inclinaison Extensomètre Géodésie Réseau extérieur Nivellement Polygonale Mesures d'angle Mesures de vecteur (mesure d'angle et de distance) Alignement (Visées verticales)
Mouvements particuliers (fissures, joints)	Micromètre Déformètre Jointmètre Rissmaximètre
Températures dans le corps du barrage	Thermomètre Thermomètre électrique
Sous-pressions au contact béton fondation	Relevé de niveau par câble à Témoin Manomètre Piézomètre Cellule de pression hydraulique ou électrique
Débits de percolation et de drainage	Déversoir Mesure volumétrique Venturi Mesure du flux dans un tube
Chimisme des eaux de fuite	Analyse en laboratoire

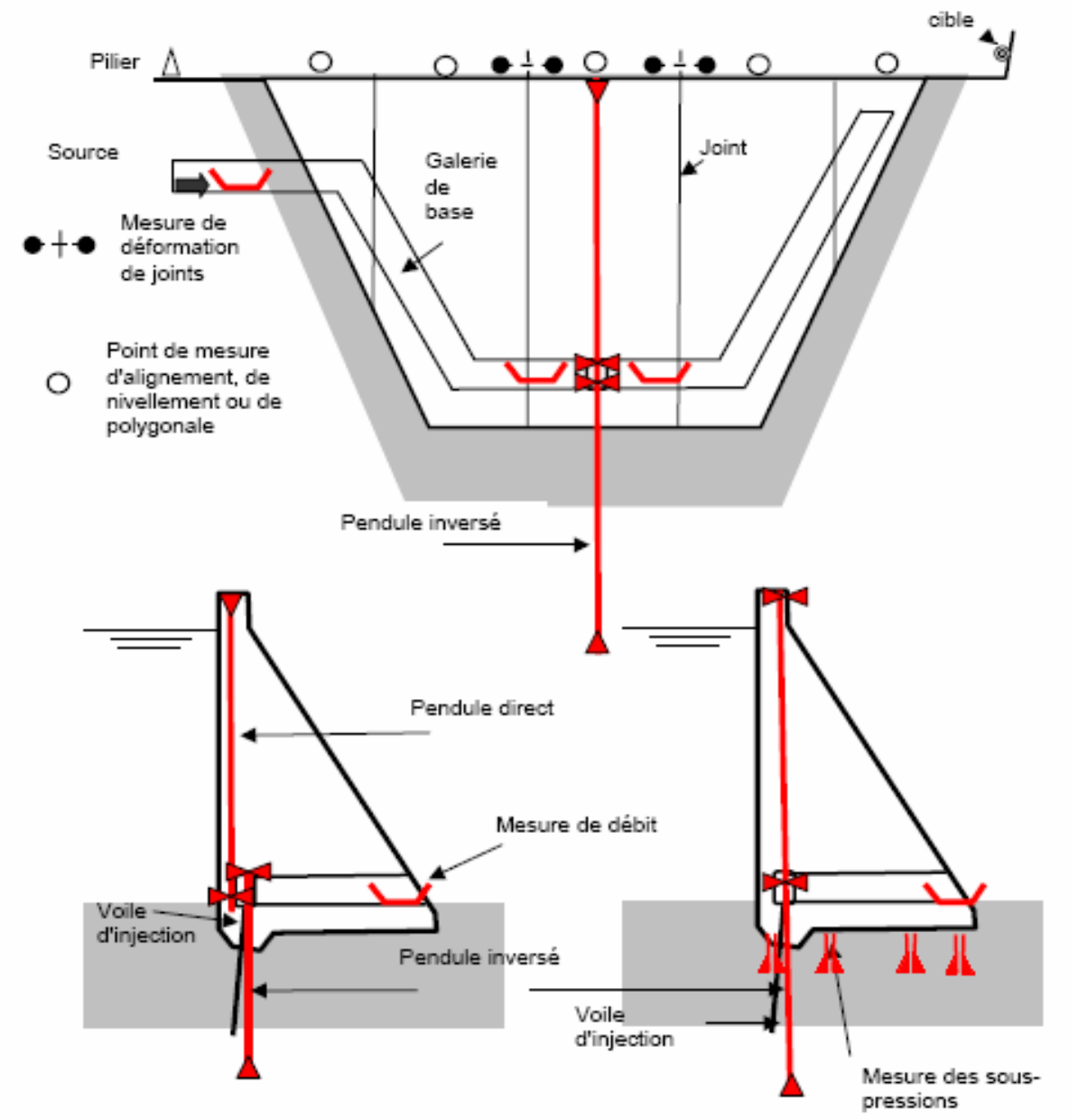


Figure VI.1 : Représentation schématique d'un dispositif d'auscultation minimal

VI.4.6) Equipement des barrages en béton des ouvrages de petite hauteur de retenue *:*

L'instrumentation de ces ouvrages, dont la hauteur n'excède pas 10 m, doit être simple et se limite au suivi de quelques paramètres essentiels en des points bien définis (niveau du plan d'eau, déformations, venues d'eau).

Le niveau du plan d'eau peut être mesuré sur une échelle limnimétrique, un marquage étalonné sur le béton du parement amont, par l'installation d'un limnimètre ou, le cas échéant, d'un limnigraphe. Le relevé de la température de l'air, dans un endroit abrité, au moyen d'un simple thermomètre peut être envisagé. Si une station météorologique est installée dans les environs, elle peut fournir d'intéressantes indications sur les précipitations (pluie, neige) et les conditions environnementales.

Bien que les déformations de l'ouvrage soient faibles, il est utile de disposer de points de repère qui peuvent être d'une grande utilité pour relever une éventuelle modification majeure du comportement de l'ouvrage suite à un événement extraordinaire (séisme, crue).

Pour connaître les déformations dans le plan, il est possible de procéder à une mesure d'alignement ou d'angles sur un ou plusieurs points situés sur le couronnement (Figure 3). La mesure d'une polygonale ou les mesures d'angle et de distance (mesure de vecteur) permet une information plus précise. En cas de crainte de mouvements relatifs des joints, un équipement adéquat est à prévoir.

Si des venues d'eau sont constatées, elles sont collectées et le débit total est relevé au moyen d'une mesure volumétrique. Enfin, dans le cas d'un barrage-poids, il est parfois utile, selon ses dimensions, de relever les sous-pressions.

L'affouillement au pied aval des seuils en rivière est particulièrement délicat à détecter. Une inspection par un plongeur est recommandée après une crue importante ou au moins tous les 5 ans. (8)

Conclusion :

Le système d'auscultation proposé est conventionnel pour ce barrage, sa conception tient compte également du mode de construction de l'ouvrage par béton compacté au rouleau.

La surveillance du comportement du barrage sera assurée par l'instrumentation qu'elle a été développée dans le chapitre.

CONCLUSION GENERALE

Au titre de cette étude portant sur l'étude détaillée des ouvrages annexes précédée d'une étude comparative, l'interprétation des données et les conclusions tirés sur les différents étapes de l'étude , nous sommes arrivés au conclusion suivantes :

- ✓ Du point de vue étude topographique, le site présente une faisabilité évidente, avec une cuvette assez longue et suffisante pour le stockage des apports.
- ✓ Hydrologiquement, les modèles utilisés ne s'adapte pas à ce genre de région ainsi que les résultats obtenues sont un peut plus fastidieuses.
- ✓ Géologiquement, le site présente quelques failles et repose sur des formations karstiques difficiles à traités.
- ✓ Les ouvrages dimensionnés seront capable de protéger et assurer un bon fonctionnement de l'ouvrage.
- ✓ Les équipements choisis s'adapte bien au régime voulu.
- ✓ Les instruments de mesure définit vont donnés des indications sur l'enchainement des travaux et la sécurité du barrage par la suite.

Références Bibliographiques

[1] B.TOUAIBIA .1998 Cours magistral d'Hydrologie .ENSH. Blida. Algérie

[2] ARMANDO LENCASTRE. Hydraulique Générale.EditionEyrolles.Paris.France

[3] WALTER H. GRAF, Hydraulique Fluviale, volume16, traité de génie civil .EPFL

[4] WILLI H.HAGER, Constructions Hydrauliques, volume15. traité de génie civil .EPFL

[5] CARLIER.M ,1992 Hydraulique Générale et Appliquée.EditionEyrolles.Paris.France

[6] DUNGLAS.M, 1982 Cours d'ouvrage d'art 1, 2,3 partie, Edition, Cemagref.France

[7] PADAUX.S.1985 Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles.Paris.France

[8] OFEG.2002, Sécurité des Ouvrages d'Accumulation, Version.1

[9] Bureau Of Reclamation ,Design of Small Dams ,Edition1987

[10] : B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.

[11] : G.REMENIERAS « Hydrologie de l'ingénieur » édition Eyrolles1986.

[12] : GERARD DEGOUTTE : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemagref. France. 1977

[13] : M.DUNGLAS : Cours d'ouvrages d'art. Chapitre 5 et 6 –Les barrages.

[14] : R. ROLLEY : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles.

[15] : Rapports de l'étude de faisabilité du barrage de Bouzina W.Batna