الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⵓⵢⵙⵔⵙ ⵓⵢⵙⵏⵍⵍ ⵉⵎⵉⵍⵙⵅ ⵏ ⵜⵎⵙⵓⵍⵉⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option: Conception et ouvrage hydrotechnique

THEME :

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES DU BARRAGE Boussiaba El Milia (W. Jijel)

Présenté par :
BELAL Abdelouadoud

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
A. HADJ SADOK	Professeur	Président
I. ZAIBAK	M. A. A	Examinateur
M. BOUZIANE	M. A. A	Examinateur
B. BENLAOUKLI	Professeur	Promoteur

Session Décembre 2021

Dédicace

Je dédie Ce Modeste Travail En Signe De Respect Et De Reconnaissance :

A Mes Très Chers Parents Pour Tous Leurs Sacrifices Consentis A Mon Egard Pour Que Je Réussisse.

A Mes Frères Et Soeurs : Abdelbadie, Abdelbari, Abdeladim, Kawter, et Tesnim.

A Mon Grand-Père Djeddi l'Arbi Et Ma Grand-Mère Ouerda.

A Mes Chers Cousins Et Cousines.

A Mes Chers Oncles, Tantes, Leurs Epoux Et Epouses.

A Mes Copains De Chambres : Islem, Yasser.

A Tous Mes Amies. Aymen, Tawfik, Oussama, Said, Youcef, Walid, Ibrahim, Omar, Belkacem, Islem, , Mahdi, Taki, Yacine, Moh, Sadik, Deya ,Ramzi, Ahmed, Moumin, Raid, Ahcen……..

A Tous Mes Collègues De L'ENSH.

A Tous Ceux Qui Ont Contribué De Près Ou De Loin A Ma Formation.

...BELAL ABDELOUADOUD...



D’abord, tout louange à dieu qui m’a fourni le courage, la volonté et la patience pour réaliser ce modeste travail avec toutes ses difficultés et ses obstacles.

Je tiens à remercier mon encadreur Mr : BENLOUAKLI.B pour sa patience, son encouragement et ses conseils valeureux.

Je tiens à remercier le président et les membres du jury qui me feront l’honneur de juger mon travail.

Je remercie également tous mes enseignants de l’ENSH qui ont contribués à ma formation, et tous le personnelle de l’école.

Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l’élaboration et l’aboutissement de ce mémoire.

En fin un grand merci tout spécial à ma chère famille, tous mes amis qui m'ont toujours encouragé.

ملخص

لمواجهة نقص المياه ، يجب على الدولة الجزائرية توفير الحلول ، من أجل تعبئة كميات كبيرة من المياه ، وهذا هو السبب في أن الوكالة الوطنية السدود مهمتها دراسة وبناء السدود وخزانات التلال.
هذا العمل الحالي عبارة عن دراسة للأعمال الملحقة بسد بوسيابة بولاية جيجل. للمساهمة في تنفيذ هذه الأعمال ، يلزم إجراء دراسة أكثر تعمقًا ، مثل دراسة طبوغرافية وجيولوجية وهيدروجيولوجية ، وتغطي هذه الوثيقة المراحل المختلفة ، الموضحة بعناية.

Résume :

Pour affronter les pénuries d'eaux, l'état Algérien doit prévoir des solutions, afin de mobiliser de grande quantité d'eau, c'est pour cela l'ANBT a pour mission l'étude et la construction de barrages et de retenue collinaires.

Ce présent travail est une étude des ouvrages annexes du barrage Boussiaba dans la wilaya de Jijel. Pour contribuer à l'exécution de ces ouvrages, une étude plus poussée s'impose, telle que l'étude topographique, géologique, hydrogéologique, ce document s'étale sur les différentes étapes, soigneusement expliquées.

Abstract:

To face water shortages, the Algerian state must envisage solutions, in order to mobilize great quantity of water. It is for that the ANBT has the role to study and construct of dams and retaining hill. This present work is a study of the additional works of the dam Boussiaba in the wilaya of Jijel. To contribute to the execution of these works, a more thorough study is essential, such as the topographic, geological, hydrogeological study, and that to determine the most adequate types thus to check their stability. This document spreads out the various stages, which are fully explained.

Liste des matières

1ere partie:

Synthèse de l'étude de faisabilité

I. Présentation générale: 2
II. Climatologie - Hydrologie : 3
II. 1. Climatologie: 3
II. 1.1. Température de l'aire : 3
II. 1.2. Humidité de l'aire: 3
II. 1.3. Ensoleillement 4
II. 1.4. Vent: 4
II. 1.5. Précipitation: 4
II. 1.6. Pertes par évaporation sur le plan d'eau projet 5
II.2.Qualité des eaux de l'Oued Boussiaba 7
III. TOPOGRAPHIE-GEOLOGIE-GEOTECHNIQUE-RISQUE SISMIQUE : 8
III.1.TOPOGRAPHIE 8
III..1.1 Le site du barrage: 8
III..1.2. Topographie du site de barrage: 8
III.2. Conditions Géologiques et Géotechniques 10
III.2.1. Le site du barrage de Boussiaba: 10
III.2.1.1. Présentation: 10
III.2.1.2. Reconnaissance de faisabilité 14
III.2.1.3.Conclusion de l'étude géologique et géotechnique du site du barrage 15
III.2.2.L'emprise de la canalisation de transfert 15
III.2.2.1.Présentation 15
III.2.2.2.Reconnaissances APD 15
III.2.2.3. Conclusion de l'étude géologique et géotechnique du transfert 15
III.3.Risque Sismique 16
III.3.1. Méthodologie 16
III.3.2. Conclusion de l'étude séismique 16

2éme partie:

Chapitre : I

Etude Hydrologique

Introduction : **17**
I .1 Le bassin versant : **17**
I.1.1 Caractéristiques physiques du bassin versant : **17**
I.1.2 Caractéristiques hydromorphologiques : **17**
I.1.3 Hypsométrie du bassin versant : **18**
I.1.4 les Indices : **19**
I.1.5 Caractéristiques hydrographiques de bassin versant : **21**
I.1.6 Profil en long de l'Oued : **24**
I.2 Caractéristiques climatique du bassin versant: **27**
I.2.1 Température: **27**
I.2.2 Evaporation: **28**
I.2.3 Humidité relative: **28**
I.2.4 Vitesse du vent: **30**
I.2.5 Pluviométrie: **31**
I.3 Choix de la loi d'ajustement : **31**
I.3.1 SERIE 01 : **32**
I.3.2 SERIE 02 : **35**
I.4 La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités : **39**
I.5 Etudes des apports : **43**
I.5.1 Caractéristiques de l'écoulement : **43**
I.5.3 Les apports fréquentiels : **43**
I.5.4 Apport solide et l'estimation du volume mort : **44**
I.6. Etude des crues: **48**
I.6.1 Hydrogramme de crue : **52**
I.6.2 Choix de la crue de projet : **56**
I.6.3 Choix de la crue de chantier : **57**
I.7 Régularisation : **58**
I.7.1 Régularisation Saisonnière : **59**
I. 7.2 Laminage des crues : **63**
I.7.3 Etude d'optimisation: **71**
Conclusion: **75**

Chapitre : II
Etude et Conception détaille Des Variantes

II.1. Généralités : **76**

II.1.1. Classification des évacuateurs de crues: **76**

II.1.2. Critères de choix de l'évacuateur de crue: **76**

II.1.3. Choix du type de l'évacuateur de crues : **76**

II.1.4. Les barrages béton compacte au rouleau : **77**

II.1.5. Conclusion : **78**

Première variante

II.2. Evacuateur de crue a un déversoir en escalier : **79**

II.2.1. Methodologie : **79**

II.2.2.Le déversoir : **79**

II.2.3. Détermination de l'hauteur des bajoyers du coursier: **85**

II.2.4. Bassin d'amortissement: **86**

Deuxième variante

II.3. Evacuateur de crue a déversoir profilé : **88**

II.3.2. Généralité : **88**

II.3.3.BUT : **88**

II.3.4.Canal d'amenée: **88**

II.3.5. Le déversoir : **89**

II.3.6. Calcul du coursier : **90**

II.3.7.Bassin de dissipation : **91**

II.3.8. H auteurs des murs bajoyers: **95**

III. 4.Choix de la variante la plus favorable: **96**

CONCLUSION: **97**

Chapitre : III

Etude Génie Civil

Introduction: **99**

III.1.Les Constituants D'un BCR: **99**

III.2.Les Organes De L'évacuateur Des Crues: **99**

III.3. Stabilité Du Déversoir: **101**

III.3.1. Détermination Des Forces Qui Surgissent Autour Du Déversoir: **101**

III.3.2.Stabilité Au Renversement: **102**

III.3.3. Stabilité Au Glissement: **102**

III.4. Stabilité Des Murs Bajoyers Du Coursier: **103**

III.4.1.Stabilité Au Renversement: **104**
III.4.2.Stabilité Au Glissement: **104**
III.4.3.Stabilité Au Poinçonnement: **105**
III.5.Avantages Et Inconvénients D'applications Des BCR: **106**
Conclusion: **107**

Chapitre : IV

Etude de Stabilité

Introduction: **108**
IV.1.Principes De Calcul Des Actions Et Des Effets Des Actions : **108**
IV.1.1. Actions Permanentes: **109**
IV.1.2. Actions Variables: **110**
IV.1.3. Actions Accidentelles: **113**
IV.2. Géométrie Du Barrage : **113**
IV.3.Caractéristiques Des Matériaux De Construction : **117**
IV.3. 1 Poids Propre : **117**
IV.3.2 Resistance A La Compression : **117**
IV.3.3 Caractéristiques De Cisaillement : **117**
IV.3.4 Caractéristique Du Substratum Rocheux: **117**
IV.4. Les Cas De Calcul Stabilité : **117**
IV.4.1. Les forces agissant sur le barrage (profil courante): **118**

Calcul la stabilité dans le première cas

1- Stabilité au renversement : **118**
2- Stabilité au glissement : **118**

Calcul la stabilité dans le deuxième cas

1-Stabilité au renversement : **119**
2- Stabilité au glissement : **119**
3- Stabilité au soulèvement : **120**
Conclusion : **120**

Chapitre : V

Etude de dérivation provisoire, prise d'eau et vidange de fond

V.1 Etude de dérivation provisoire **122**

V.1.1 Choix de type de dérivation **122**

V.1.2 Séquence des travaux **124**

V.1.3 Crue de chantier **124**

V.1.4 Vent de projet **124**

V.1.5 Caractéristiques des ouvrages de dérivation **125**

V.2. Ouvrage de vidange **125**

V.2.1 Généralités **130**

V.2.2 Caractéristiques géométriques du circuit de vidange **131**

V.2.3 Données d'entrée **132**

V.2.5 Loi Hauteur Débit de la vidange de fond **133**

V.2.6 Méthode de calcul du temps de vidange de la retenue **135**

V.2.1 Résultats et Commentaires **136**

V.3 Etude de la prise d'eau **137**

V.3.1 Introduction **137**

V.3.2 Type et emplacement possible **138**

V.3.3 Choix de type de prises **138**

V.3.4 Calcul hydraulique de la conduite de prise d'eau **139**

V.3.5 Conclusion **140**

Chapitre : VI

Organisation de chantier

VI.1 Organisation technique et données préparatoires **141**

VI.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise **141**

VI.2.1 Travaux destinées au personnel **141**

VI.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux **142**

VI.2.3 Installations destinées à la réparation des engins **142**

VI.2.4 Installation destinées pour la préfabrication **142**

VI.3 Travaux de rélaisation **142**

VI.3.1 Travaux de terracements **142**

VI.3.2 Travaux d'éxcavation **142**

VI.3.3 Travaux secondaires **142**

VI.4 Les moyens de chantier **142**

VI.5 Planification **145**

Conclusion **151**

List de tableaux

1ere partie:

Synthèse de l'étude de faisabilité

Tableau I.01:Températures mensuelles en degrés Celsius 3

Tableau I.02: Répartition mensuelle de l'humidité relative 4

Tableau I.03 : Insolation et radiation mensuelle à Skikda: 4

Tableau I.04 : Vitesse moyenne du vent des mois: 4

Tableau I.05 : Précipitations mensuelles dans la zone de projet: 5

Tableau I.06: Pertes par évaporation sur la retenue créée par le barrage: 5

Tableau I.07 : paramètres du séisme de référence: 16

2éme partie:

Chapitre : I

Etude Hydrologique

Tableau I.01 : Coordonnées de la courbe hypsométrique : 22

Tableau I.02 : surface partielles du bassin versant par tranche d'altitude : 24

Tableau I.03 : Détermination de la pente Roche Ip : 25

Tableau I.04: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief) : 27

Tableau I.6 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude : 30

Tableau I.07 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant de Boussiaba : 32

Tableau I.08 : répartition mensuelle de la température. : 33

Tableau I.09 : répartition mensuelle de l'évaporation. : 34

Tableau I.10 : Répartition mensuelle de l'humidité relative : 35

Tableau I.11 : répartition des vitesses de vent : 35

Tableau I.12 : Données des stations situées a proximité de la zone d'étude : 37

Tableau I.13 : Station pluviométrique. : 37

Tableau I.14: résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel : 39

Tableau I.15 : résultat de l'ajustement a la loi de Galton. : 40

Tableau I.16 : Pluie maximale journalière de période d'observation de 2002-2017 ans. : 41

Tableau I.17 : Ajustement a la loi de Gumbel. : 42

Tableau I.18 : Ajustement a la loi de Log-normale. : 43

Tableau I.19 : Comparaison des caractéristiques de deux séries : 44

Tableau I.20 : La pluie des courtes durées et leurs intensités : 45

Tableau I.21 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station : 49

Tableau I.22 : résultat de l'ajustement a la loi log-normale : 50

Tableau I.23 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%. : 51
Tableau I.25 : récapitulatif de Volume annuel moyen :..... 53
Tableau I.26 : Débits fréquentielles calculés : 57
Tableau I.27 : Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue δ :..... 60
Tableau I.28 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps :..... 61
Tableau .I.30 : Cordonnées des courbes capacité – hauteur - surface: 64
Tableau .I.31 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes: 66
Tableau .I.32 : Les volumes des pertes :..... 67
Tableau .I.33 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes: 68
Tableau .I.34 : Valeurs de h et les plages de variation en période de crue 71
Tableau .I.35 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour b=50..... 73
Tableau .I.36 : Calcul de l'hydrogramme de sortie pour b=50 74
Tableau .I.37 : Hydrogramme d'entré et les hydrogrammes de sorties..... 75
Tableau .I.34 : Tableau récapitulatif des résultats de laminage..... 75
Tableau .I.39 : Resultats de calcul de la revanche 77
Tableau .I.40 : Calcul de largeur en crête pour les différentes largeurs de barrage 78
Tableau .I.41 : Volume de la digue pour les différentes largeurs de barrage 79
Tableau .I.42 : Résultats de calcul de cout pour les différentes largeurs déversantes 79
Tableau .I.43 : Résultats de calcul de cout du coursier 80
Tableau .I.44 : Résultats de calcul de cout du canal d'approche 80

Chapitre : II

Etude et Conception détaille Des Variantes

Tableau (II.01) : Les coordonnées du profil de déversoir : 87
Tableau (II.02): longueur Li de la zone de courant non aéré pour débits différents :..... 90
Tableau (II.03): la longueur d'eaux non aérée sur le coursier : 90
Tableau (II.04) : caractéristiques hydraulique a la fin de coursier :..... 91
Tableau (II.05): Autre caractéristiques hydraulique a la fin de coursier suivant :..... 92
Tableau (II.06) : principale résultats de bassin de dissipation: 93

List de Figure

1ere partie:

Synthèse de l'étude de faisabilité

Figure I.01 : Carte de la situation de site du barrage Boussiaba: **9**
Figure I.02 : Carte simplifiée de délimitation de bassin et du couvert des terres:……..**10**
Figure I.03 : Vue du site de Boussiaba RG:……..……...……..**11**
Figure I.04: Site du barrage vue depuis l'amont RD:……...**11**
Figure I.05 : Carte structurale de la région du projet de Boussiaba ……..…13

2éme partie:

Chapitre : I

Etude Hydrologique

Figure I.01 : Rectangle équivalent : **21**
Figure I.02 : répartition et courbe hypsométrique: **23**
Figure I.03 : répartition des classes des altitudes de bassin Boussiaba : **23**
Figure I.05 : Profil en long du cours d'eau principal : **31**
Figure I.6 : La répartition mensuelle des températures : **33**
Figure I.07 : répartition mensuelle de l'évaporation: **34**
Figure I.08 : Répartition des vitesses de vent en fonction des mois: **36**
Figure I.09 :représentation graphique de la loi de Gumbel: **39**
Figure I.10 : représentation graphique de la loi de log-normale (Galton): **41**
Figure I.11 : représentation graphique de la loi de Gumbel : **42**
Figure I.12 : représentation graphique de la loi Log-normale : **43**
Figure I.13: Pluies de Courte durée: **47**
Figure I.14 : Intensité –Durée -Fréquence: **48**
Figure I.15 : Représentation graphique à la loi log - normale: **50**
Figure I.16 : Répartition mensuelle des apports 80%: **51**
Figure I.17 : Résultats d'ajustement de la série pluviométrique de Jijel **56**
Figure I.18 : Les Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour **60**
Figure I.19 :L'Hydrogramme de crue du chantier:……. **63**
Figure I.20: Laminage à travers un barrage: **71**
Figure I.21 : Evacuateur à surface libre à entonnement frontale: **72**
Figure I.22 : Modélisation de la courbe surface hauteur **73**
Figure I.23 : Courbe caractéristique du barrage pour b=50 m **74**

Chapitre : II

Etude et Conception détaille Des Variantes

Figure (II.02) : évacuateur de crue ; profil de déversoir (WES-GREAGER): **87**
Figure (II.03) : Profile de Greager du déversoir: **88**
Figure (II.04) : Evacuateur de crue en marche d'escalier: **89**
Figure (II.05) : évacuateur de crue ; limite entre (nappe flow et skimming flow): **89**
Figure (II.06) : Schéma du ressaut hydraulique dans le bassin de dissipation: **92**
Figure (II.07) : Les paramètres du profil d'un déversoir: **96**
Figure (II.08) : les rayons de raccordement de la partie amant de déversoir: **97**
Figure (II.10) : déférents paramètres du bassin de dissipation: **101**

Chapitre : III

Etude Génie Civil

Figure III .1 : présentation des forces qui agissent sur le déversoir: **108**
Figure III.2: Schéma de calcul: **110**
Figure III.3 : les contraintes exercées sur le BCR: **112**
Figure III.4 : Bon remplissage du squelette granulaire: **114**
Figure III.5 : Mauvais remplissage du squelette granulaire: **114**

Chapitre : IV

Etude De Stabilité

Figure IV.01 - Diagramme indicatif des sous-pressions: **119**
Figure IV.02 – Profil type de section courante: **121**
Figure IV. 03 - Diagramme des sous-pressions: **125**

Liste des plans :

Plans N° 01: COUPE GEOLOGIQUE
Plans N° 02: VUE EN PLAN DU BARRAGE
Plans N° 03: ETANCHEITE DU PAREMENT AMONT
Plans N° 04: EVACUATEUR DE CRUE VUE EN PLAN
_COUPES_DETAILS
Plans N° 05: VIDANGE DE FOND COUPE TRANSVERSALE

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est considérée comme source de la vie depuis le début de l'existence, elle a fait naître

la vie sur Terre. C'est un élément qui reste, de nos jours aussi, quelque chose de vital pour l'existence d'un côté et pour la société de l'autre.

Pour une meilleure mobilisation des ressources en eau, l'édification de barrages a été depuis plusieurs décennies, une solution très largement utilisée. Dans ce contexte, l'état Algérienne s'est penché sur l'édification de ces ouvrages d'art à cause des effets de la sécheresse et de la pénurie d'eau.

Dans ce cadre bien précis l'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT) a bénéficié de plusieurs projets de construction de barrages dans la région Est; l'un de ces derniers est le barrage Boussiaba dans la Wilaya de Jijel. La destination principale de l'aménagement hydraulique est de régulariser au maximum l'écoulement de l'Oued Boussiaba afin d'assurer l'alimentation en eau stable de la population et l'irrigation des terres adjacentes.

Dans ce travail, une présentation de tous les ouvrages annexes possibles du barrage Boussiaba en premier lieu ; et une étude constructive détaillée des variantes choisies sera établies deuxièmes lieu.

Le contenue comprendra six chapitres. Nous allons faire une analyse assez poussée des conditions topographiques, géologiques et hydrologiques afin d'étudier la faisabilité du barrage en projet. Puis, on traitera en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul hydrologique, dont l'estimation des crues et du transport solide, la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique et le calcul d'optimisation dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant de l'évacuateur de crues et la hauteur du barrage.

Une partie de ce travail sera consacrée aux choix et l'étude hydraulique et génie civil de l'évacuateur de crues, cette dernière sera suive par une étude de dimensionnement des ouvrages de dérivation pendant la construction de la digue, la prise d'eau et la vidange de fond.

Le dernier chapitre traitera l'organisation de chantier et qui interprétera les moyennes à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes taches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

Partie I :

Synthèse de faisabilité de barrage Boussiaba

I. PRESENTATION GENERALE

Le projet du barrage de Boussiaba et du transfert « Boussiaba – Beni Haroun » se situe dans les wilayas de Jijel et Constantine. La figure 1.1 ci-après situe le projet dans son environnement régional.

Le but des ouvrages, objet du présent rapport d'APD, est d'utiliser les ressources naturelles de l'Oued BOUSSIABA pour satisfaire les besoins en eau potable de la région d'EL MILIA et compléter les apports dans la retenue de BENI HAROUN, dans le cadre de l'alimentation en eau potable et en eau d'irrigation du Constantinois et des Aurès.

Le barrage de BOUSSIABA est situé sur l'oued de même nom, à une distance à vol d'oiseau d'environ 7 km au nord-est de la ville de El Milia. L'oued Boussiaba est un affluent rive droite de l'oued Kebir. Le site de l'ouvrage se trouve environ 3 km en amont de la confluence entre l'oued Boussiaba et son affluent rive droite, l'oued M'Chat (parfois dénommé sur carte oued Demena di Kouider). L'accès au site se fait depuis El Milia par la route de Wilaya n° 39 qui relie, sur la rive droite de l'oued Boussiaba, El Milia à Collo dans la wilaya de Skikda. Cette route longe la rive droite du site de la cuvette.

La station de pompage qui prélève les eaux dans la retenue de Boussiaba est implantée à quelques 350 m à l'aval du site du barrage, sur la rive droite de l'oued Boussiaba.

La canalisation de transfert se développe, du Nord au Sud, entre la station de pompage et le réservoir de Beni Haroun, en contournant par l'Est la ville d'El Milia puis en empruntant la vallée de l'oued Kebir.

La présente partie de Synthèse constitue la partie 1 du Mémoir. Après avoir rappelé ce que sont les conditions naturelles de la zone de projet (climatologie, hydrologie, topographie, géologie).

II.1 CLIMATOLOGIE

II.1 .1. TEMPERATURE DE L'AIR

L'analyse des températures a été effectuée à partir de quatre stations climatologiques de référence, situées les plus proches du site de Boussiaba: celles de Jijel, Skikda et El Milia.

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
Moyenne El Milia	11	12	14	16	19	22	25	26	24	20	16	13
Max El Milia	15	16	18	21	24	28	31	32	29	25	20	16
Min El Milia	7	8	9	11	14	17	19	20	19	15	11	9
Moyenne Jijel	12	13	14	15	18	22	24	26	24	21	17	14
Moyenne Skikda	12	13	14	15	18	21	24	25	23	20	16	13
Max Skikda	16	16	17	19	22	25	28	29	27	24	20	17
Min Skikda	8	8	9	11	14	17	20	21	19	16	12	9

Tableau I.1:Températures mensuelles en degrés Celsius

La température annuelle moyenne est de 18°C aux quatre stations.

II.1 .2. HUMIDITE DE L'AIR

L'humidité moyenne sur l'année est de 79% à Skikda et 74% à Jijel. Elle vaut probablement 70% dans la zone du barrage.
L'humidité relative est évaluée à partir de la station de cap Bougaroun, le tableau ci-dessous fournit les valeurs moyennes.

Tableau I.2: Répartition mensuelle de l'humidité relative

mois	**Sep**	**Oct**	**Nov**	**Déc**	**Jan**	**Fév**	**Mar**	**Avr**	**Mai**	**Jun**	**Jul**	**Aou**
Hum (%)	64	68	69	71	71	69	67	62	63	62	58	59

II.1.3. ENSOLEILLEMENT

Les données d'ensoleillement sont déduites des observations 1967/95 relevées à Skikda.

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
Ensoleillement (h/jour)	5.8	6.3	7.3	8.1	9.3	10.5	11.4	10.6	8.9	7.3	6.2	5.2
Insolation (% de durée astronomique.)	46	54	61	60	69	73	84	81	76	61	50	46
Radiation totale cal/cm^2/jour	175	253	360	435	535	580	627	559	454	307	204	162

Tableau I.3: Insolation et radiation mensuelle à Skikda

L'insolation moyenne est de 62% de la durée astronomique. L'énergie moyenne de radiation solaire reçue par jour est de 387 calories par centimètre carré (soit une puissance de 187 watts par mètre carré).

II.1 .4. VENT

Les vents dominants sont du secteur nord (NE: 22%, N 12% et NO 27%). D'après le tableau la vitesse moyenne du vent est de (2.3 m/s). Elle présente un maximum en novembre (2.7 m/s), et un minimum en octobre (1.7 m/s).

Mois	**Jan**	**Fév**	**Mar**	**Avr**	**Mai**	**Jun**	**Jul**	**Aou**	**Sep**	**Oct**	**Nov**	**Déc**	**Moy annuelle**
V (m/s)	**2.6**	**2.3**	**2.5**	**2.5**	**2.2**	**2.3**	**2.3**	**2.3**	**2.1**	**1.7**	**2.7**	**2.6**	**2.3**

Tableau I.4: Vitesse moyenne mensuelle du vent

II.1 .5. PRECIPITATIONS

La pluviométrie mensuelle est calculée à partir des 89 années d'observation à la station de El Milia. Les résultats de l'analyse spécifique des précipitations conduisent aux valeurs moyennes suivantes caractéristiques de la zone de projet. On peut remarquer que la pluie annuelle sur la retenue est environ 1 200 mm, soit 1,24 fois plus que la pluie annuelle moyenne relevée à El Milia.

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	**Total**
El Milia	152	122	96	80	51	19	4	10	43	98	127	168	**968**
retenue De Boussiaba	188	151	119	99	63	24	5	12	53	121	157	208	**1200**

Tableau I.5: Précipitations mensuelles dans la zone de projet

II.1.6. PERTES PAR EVAPORATION SUR LE PLAN D'EAU PROJETE

Les pertes par évaporation sur la retenue projetée se calculent par le bilan entre l'évaporation réelle (ETR) du terrain avant inondation et l'évaporation du plan d'eau (ETP) occupant ce même terrain après construction du barrage.

Mois	Pluie (mm) El Milia x 1,24	ETP (mm)	Ecoulement = Ea	ETR (bilan d'évaporation)	Perte sur lac (mm)
Sep	53	131	2	53 =P	78
Oct	121	85	10	85 = ETP	0
Nov	157	60	17	60 = ETP	0
Déc	208	30	76	30 = ETP	0
Jan	188	40	80	40 = ETP	0
Fév	151	53	89	53 = ETP	0
Mars	119	88	95	88 = ETP	0
Avr	99	119	57	119 =ETP	0
Mai	63	147	13	147 (le sol s'assèche)	0
Juin	24	171	4	58 (sol vite sec)	113
Juil	5	191	2	5 = P (sol sec)	186

Août	12	175	2	15 =P	160
Année	**1200 mm**	**1290**	**447 mm**	**1200 - 447= 753 mm**	**537 mm**

Tableau I.6: Pertes par évaporation sur la retenue créée par le barrage

II.2. QUALITE DES EAUX DE L'OUED BOUSSIABA

Quatre campagnes de mesures ont été réalisées en janvier 2003, octobre 2003, février 2004 et juin 2004 sur l'Oued Boussiaba en deux points :

- près de l'axe du futur barrage ;
- en aval, près de l'ancienne station de jaugeage installée par l'ANRH à proximité d'El Milia.

Les analyses ont été réalisées par le laboratoire de chimie des eaux de l'antenne régionale est – Constantine de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH).

Les valeurs des principaux paramètres physico-chimiques de l'eau sont données dans le tableau Annexe *l*.

III. TOPOGRAPHIE – GEOLOGIE – GEOTECHNIQUE – RISQUE SISMIQUE

III.1. TOPOGRAPHIE

III.1.1. LE SITE DU BARRAGE

Le site du barrage de Boussiaba se trouve sur l'oued du même nom à environ 5 km, à vol d'oiseau, au Nord-est de El Milia dans la wilaya de Jijel. La zone du barrage est repérée sur la figure 1 ci-dessous (extrait de la carte touristique au 1/500 000 Nord Est – INC).
Les coordonnées du site, relevés sur la carte INC au 1/25000 de « Ain Kechra 1-2 » sont, dans le fuseau 31 du quadrillage kilométrique MTU :

X = 796 150

Y = 4 076 700

On accède au site à partir de El Milia en prenant le chemin de wilaya n°39 qui relie, sur la rive droite de l'oued Boussiaba, El Milia à Collo dans la wilaya de Skikda. Cette route longe la rive droite du site et de la cuvette. Elle est asphaltée et en très mauvais état sur environ 2 km avant d'arriver au site, du fait du trafic important de camions lié à l'exploitation de carrières de granite.



Figure I.1 – carte de localisation du site du barrage de Boussiaba
(Extrait de la carte touristique au 1/500 000 Nord Est –INC)

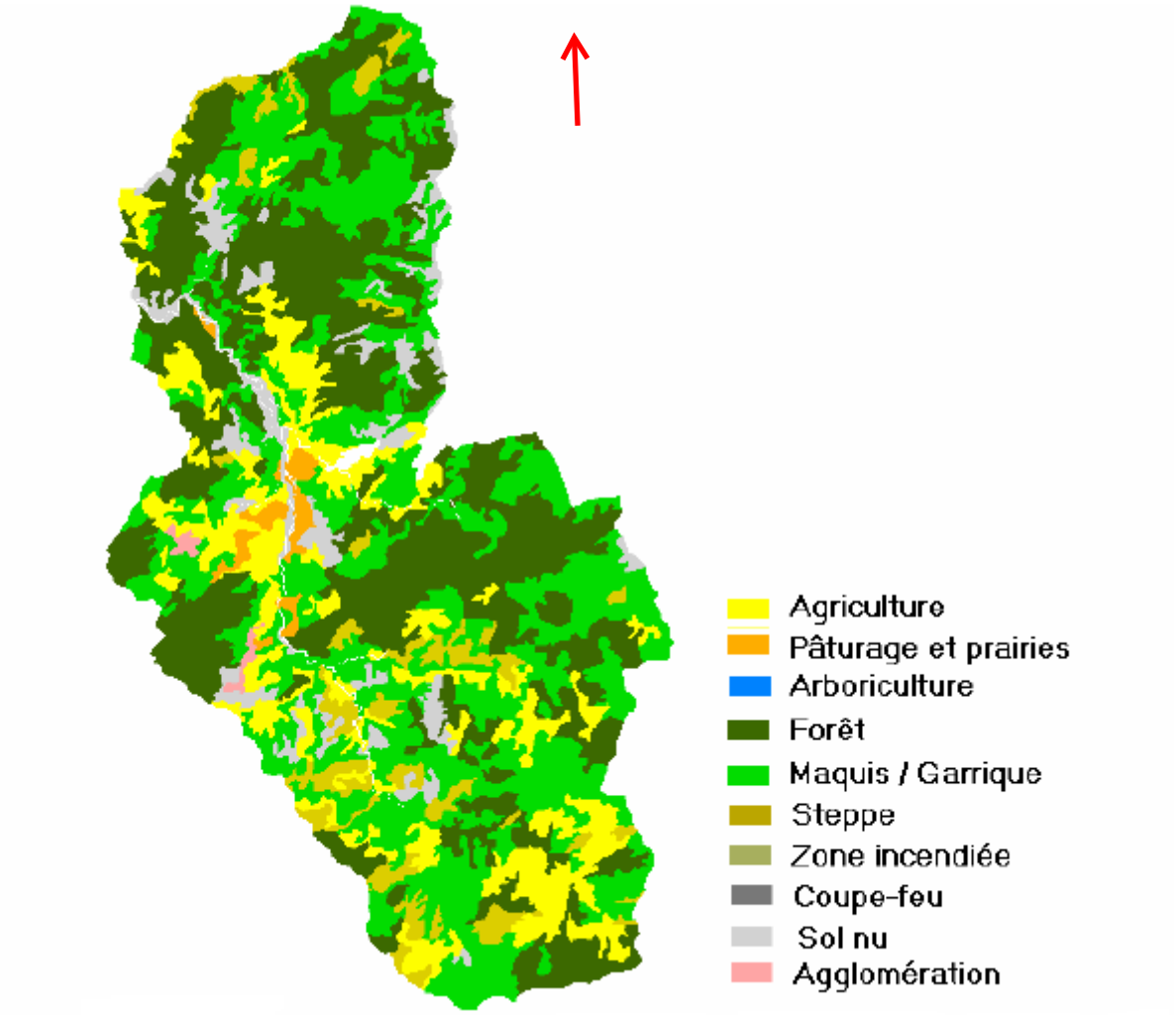


Figure I.2 : Carte simplifiée de délimitation de bassin et du couvert végétal

III.1.2. Topographie du site de barrage :

Le site de Boussiaba se trouve dans un tronçon de vallée encaissée en forme de « S » très resserré ; la pente des versants y est assez redressée (30 –35°). La largeur en fond de vallée est de l'ordre de 100m au niveau de l'axe du barrage.
La forme de la vallée dessine des croupes très étroites en crête (cote 90 -100 NGA environ), aussi bien en rive droite qu'en rive gauche. La photo n°1 ci-après a été prise depuis les hauteurs dominant la vallée de Boussiaba au Sud de la zone du barrage projeté.
En ce qui concerne les deux axes étudiés par PROMON et matérialisés sur la photo n°1, on peut noter que :
- l'axe aval, approximativement situé au droit d'une carrière de granite dont l'exploitation a été abandonnée, présente un inconvénient important du à la présence d'un col assez bas en rive gauche (Z = 55 NGA) qui nécessiterait la réalisation d'un ouvrage de fermeture conséquent,
- l'axe amont est nettement plus intéressant d'un point de vue morphologique. Il se prête de plus à la projection de tout type d'ouvrage. Le site du barrage au droit de l'axe amont fait l'objet de la photo n°2.
-La cuvette à l'amont du site est très vaste donnant ainsi de grandes capacités de stockage.
-Le site du barrage ainsi que la cuvette sont fortement boisés.
-Les relevés topographiques de la zone du barrage au 1/1 000 et de la cuvette au 1/5 000 ont été élaborés, en 2003, par la société GEOCAT, dans le cadre de la présente étude d'APD.

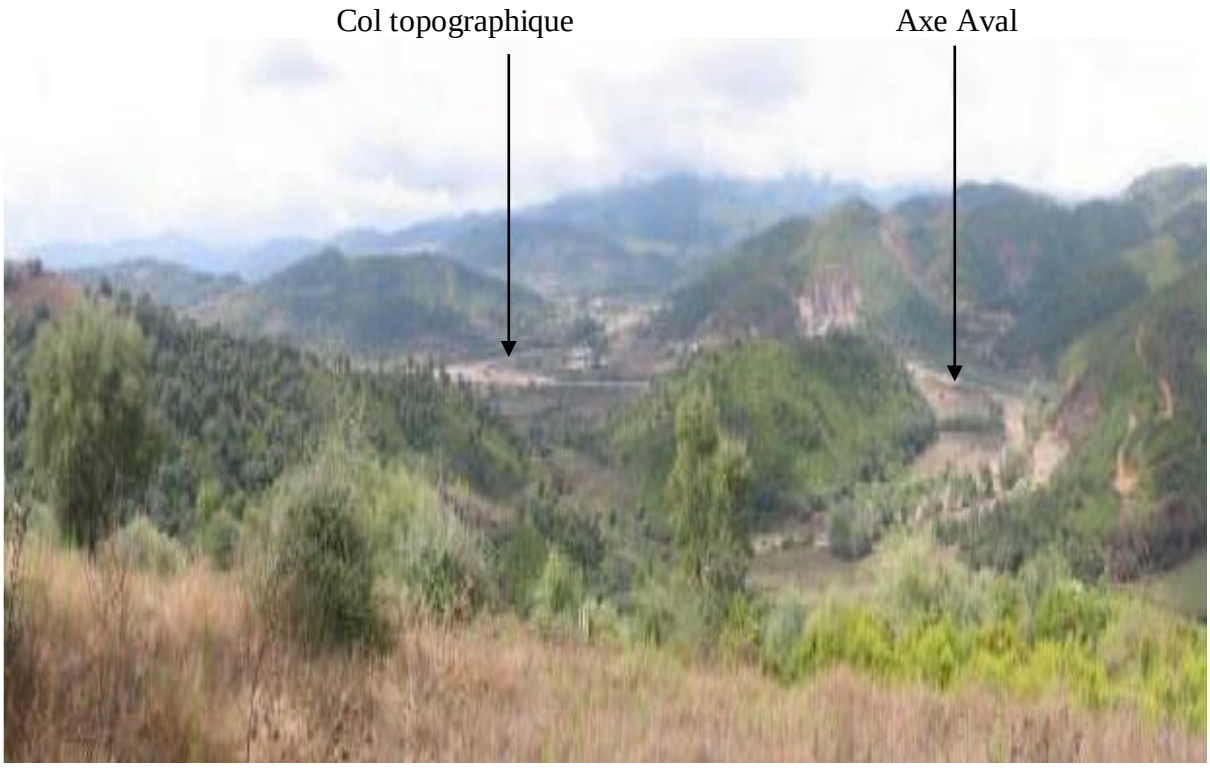


Figure I.3 - Vue du site de Boussiaba (Photo prise depuis le haut de la rive gauche)



Figure I.4 – site du barrage (axe amont) – vue depuis l'amont RD

III.2. CONDITIONS GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES

III.2.1. LE SITE DU BARRAGE DE BOUSSIABA

III.2.1.1. Présentation

Description générale de la zone d'étude Kabylie de Collo :

La Kabylie de Collo (selon Marcel Roubault - 1934) est un massif de roches cristallophylliennes et éruptives, partiellement recouvert par des lambeaux transgressifs de marnes ou de grès nummulitiques (Numidien). En dehors de ce Numidien, les terrains sédimentaires ne sont représentés que par des formations récentes : terrasses, alluvions de toutes natures, « dunes », colluvions, éboulis, etc…

Dans ses grandes lignes, le schéma géologique de la Kabylie de Collo est assez simple :

- au Nord, du granite et un appareil secondaire de gneiss et de serpentines,
- au Sud, des schistes cristallins enrobant une apophyse granitique,
- entre les deux entités, une large bande « ouest – est » de formations éocènes.

Le granite est d'âge tertiaire, mis en place après le Numidien qu'il métamorphise ; les schistes cristallins sont anciens, primaires et peut-être partiellement secondaires, certainement anté-nummulitiques.
L'ossature essentielle de cette région est constituée par des terrains métamorphiques anténummulitiques.
Ces schistes, micaschistes et gneiss, fragments de la zone métamorphique et cristallophyllienne que l'on retrouve tout le long de l'Atlas tellien (Massif de la Bouzaréah, Grande Kabylie, Petite Kabylie, Edough), ont toujours été considérés comme étant indiscutablement d'âge primaire.
L'Eocène repose en transgression sur la masse des schistes cristallins. Les dépôts de l'Eocène ont été soumis aux actions dynamiques puissantes pendant les mouvements hercyniens et pyrénéens, antérieurs à l'Eocène supérieur. Postérieurement à son dépôt, le Flysch nummulitique a subi des plissements avec formation d'anticlinaux et de synclinaux, pendant la phase néogène alpine, bien marquée en Afrique du nord.
Le dernier épisode important a été la mise en place de l'imposante masse des roches éruptives, certainement post nummulitiques et très probablement post-burdigaliennes. A l'emplacement actuel des formations de granite et de microgranite existaient antérieurement un massif de roches variées, éruptives, métamorphiques et sédimentaires; les enclaves de gneiss à cordiérite, les nodules de quartz, les blocs de cipolins et les serpentines, en apportent des preuves indiscutables.

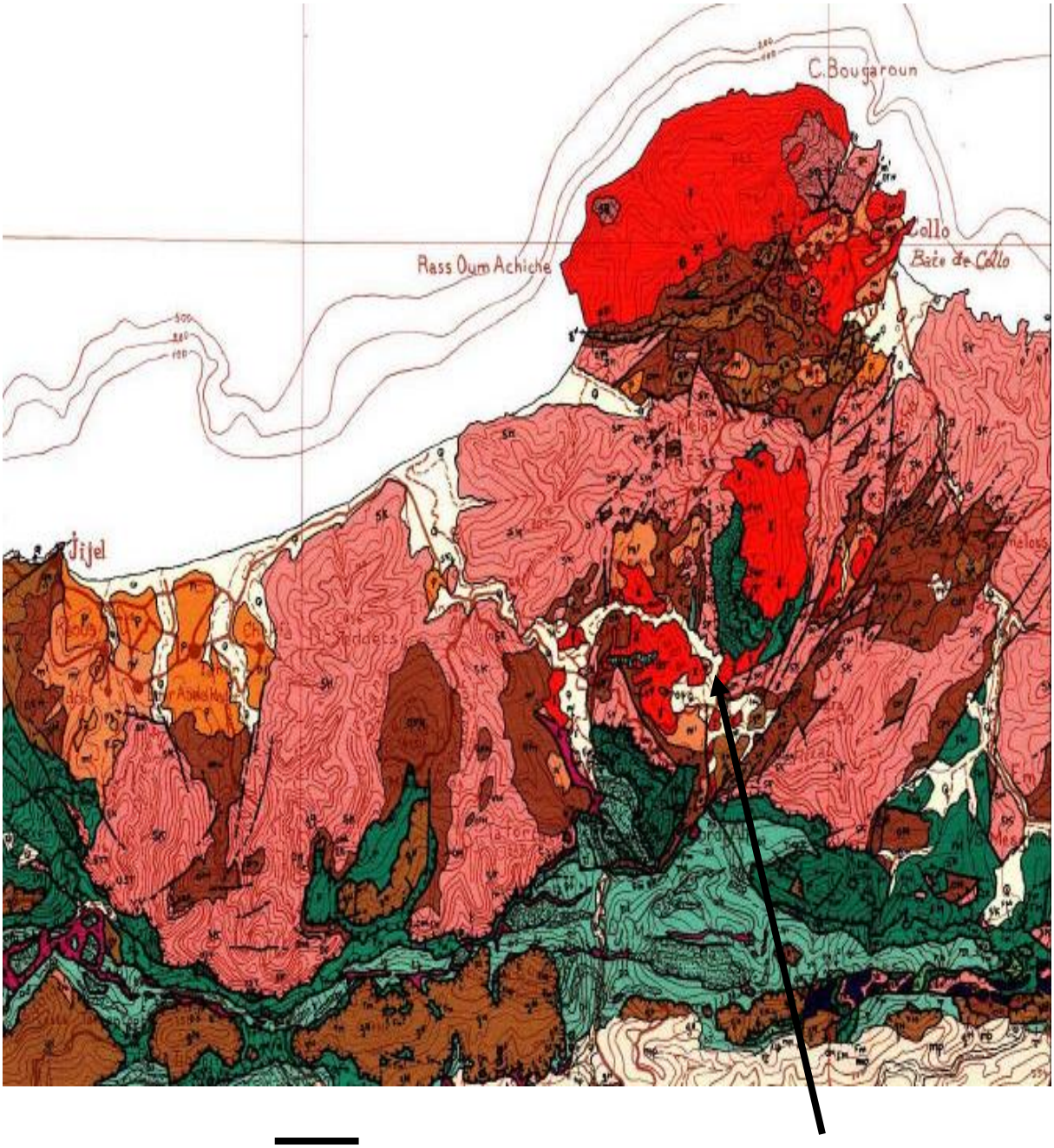
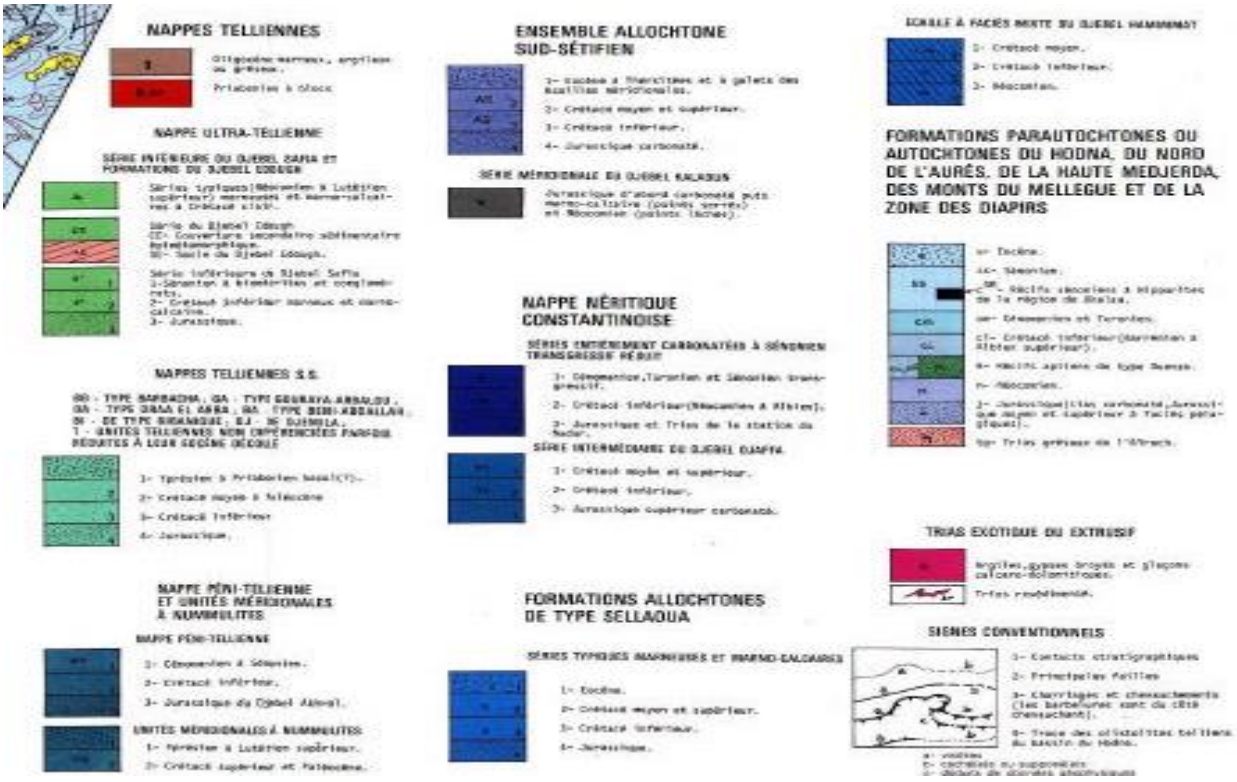


Figure I-5 - Carte structurale de la région concernée par le projet de Boussiaba
La légende est portée sur la page suivante
(Extrait de la carte structurale au 1/500 000 de la chaîne alpine de l'Algérie orientale et des confins Algéro-Tunisiens – 1978)

Légende de la carte structurale au 1/500 000





Les venues éruptives ont produit sur le Flysch éocène des phénomènes d'endomorphisme*.
On se trouve donc en présence d'un magma certainement très visqueux ayant perdu toutes ses fumerolles au moment de son ascension. Cette montée est très probablement la conséquence des phénomènes de nature tectonique ; le magma a été poussé sous l'influence de pressions affectant les zones voisines de l'écorce terrestre. La bordure méridionale de la masse granitique du nord est orientée vers le NE, qui est la direction caractéristique de l'orogénie du nord de la province de Constantine.
D'après certains auteurs, la Kabylie de Collo est bien le fragment africain le plus septentrional de l'ancienne Tyrrhénide, qui a occupé autrefois l'emplacement actuel de la
Méditerranée. Sur la base des considérations stratigraphiques et tectoniques on peut supposer que l'Afrique du nord a été liée à l'Europe, les roches de l'île d'Elbe semblables à celles de la Kabylie de Collo et des autres massifs acides côtiers algériens, étant la preuve de cette hypothèse.
Dans l'hypothèse d'une Tyrrhénienne engloutie, il parait alors logique de considérer les éruptions pré méditerranéennes, qui jalonnent le bord de la fosse, comme le contrecoup normal de cet effondrement.
.

III.2.1.2. Reconnaissance de Faisabilité

Les reconnaissances de faisabilité réalisées par PROMON en 1984 ont consisté en :

- 6 sondages carottés avec essais d'eau : 4 sur l'axe amont - 1 sur l'axe aval - 1 sur le col topographique rive gauche,
- 2 puits (Pb1 et Pb2) dans les alluvions de l'oued au droit des deux axes,
- 3 tranchées (TR1 au niveau de l'axe amont RD - TR2 au niveau du col - TR3 au niveau de l'axe aval RG),
- 3 150 ml de profils de sismique réfraction répartis en 12 profils avec 29 bases, comme suit : 2 320 ml soit 21 bases sur le barrage - 830 ml soit 8 bases sur les zones d'emprunt,
- 36 sondages électriques dans l'emprise du barrage,
- 6 puits dans les zones d'emprunt envisagées (4 en zone argilo -limoneuse et 2 dans le lit de l'oued (PE1 à PE2),
- une série d'essais géotechniques,
- un levé géologique du site au 1/1 000,
- un levé géologique de la cuvette au 1/5 000.

.

III.2.1.3. Conclusion de l'étude géologique et géotechnique du site du barrage

Les reconnaissances réalisées sur le site du barrage de Boussiaba mettent en exergue la qualité de ce site, tant en ce qui concerne les conditions topographiques qu'en ce qui concerne les conditions géologiques et géotechniques. Elles ne mettent pas en évidence de difficultés majeures liées à la réalisation d'un ouvrage rigide type BCR sur ce site.

Le substratum du site du barrage est systématiquement formé de microgranite qui, dans leur matrice, sont durs, compacts et très résistants. Ces faciès sont à granularité fine et uniforme de couleur gris verdâtre devenant parfois blanchâtre en profondeur. Le massif de microgranite qui constitue l'assise du barrage est affecté par un réseau de fissuration dense caractérisé par des fissures le plus souvent verticales fermées avec un remplissage de calcite millimétrique parfois discontinu.

Le substratum rocheux est recouvert en fond de vallée par plusieurs mètres d'alluvions et sur les versants par les produits d'altération des microgranites sur de faibles épaisseurs. Des fouilles d'ampleur modeste permettront d'atteindre un niveau de fondation de bonnes caractéristiques mécaniques.

Les niveaux piézométriques mesurés sur les sondages indiquent des fluctuations faibles et très lentes, révélatrices d'un substratum peu perméable qui ne nécessitera que la réalisation d'un voile d'injection de faible ampleur.

Les zones d'emprunt alluvionnaires prospectées sont très vastes et recèlent des volumes de granulats très importants bien au-delà des besoins nécessaires pour la réalisation d'un barrage en BCR. Plusieurs carrières existantes tout le long de la route qui mène au site, en rive droite de l'oued Boussiaba, dont celle de « Bouzekri » en cours d'exploitation située à moins d'un kilomètre du site du barrage, sont toutes ouvertes dans les microgranites gris et pourront fournir également en quantité suffisante des granulats d'excellente qualité pour la confection des bétons conventionnels.

Seuls les alluvions grossières présentent un risque potentiel d'alcali-réaction ; il conviendra donc d'adopter le liant en conséquence, en retenant un ciment riche en laitier.

La campagne menée pour la recherche de matériaux n'a pas permis de mettre en évidence des zones d'argiles potentiellement exploitables, en qualité et quantité suffisantes pour la réalisation d'un remblai à noyau étanche, écartant ainsi définitivement la réalisation d'un barrage en remblais zonés au profit de celle d'un barrage poids en BCR.

III.2.2. L'EMPRISE DE LA CANALISATION DE TRANSFERT

III.2.2.1. Présentation

Le transfert des eaux de la retenue de Boussiaba vers la retenue de Beni Haroun a été succinctement étudié par PROMON en 1988 dans le cadre d'une étude de pré-faisabilité plus globale qui intégrait le transfert « Boussiaba – Beni Haroun » et le transfert « Tabellout – Beni Haroun ».

Le chapitre du rapport PROMON intitulé « *Géologie et études géotechnique* » ne met en aucun cas en évidence les problèmes particuliers du transfert Boussiaba – Beni Haroun, tels

que ceux identifiés par EDF dès la première mission de terrain de janvier 2003. Seuls deux paragraphes très généraux traitent du tronçon « El Milia – Beni Haroun ». L'étude géologique est faite principalement sur la base de cartes géologique au 1/200 000ème. Il n'est pas fait

allusion aux difficultés potentielles liées au resserrement de la vallée lorsque l'on remonte l'oued El Kebir à proximité du barrage de Beni Haroun.

III.2.2.2. Reconnaissances APD

Les reconnaissances effectuées au stade APD ont consisté en :

- un levé géologique de l'emprise de la conduite, laquelle avait l'objet préalablement d'un lever topographique à l'échelle 1/2 000 ;
- la réalisation de 5 sondages dans la zone d'implantation de la station de pompage (3 sondages carottés et 2 sondages pressiométriques) ;
- la réalisation de 14 sondages carottés (9 au droit de franchissement de l'oued Kebir et 5 sondages au droit des galeries) ;
- l'excavation de 35 puits de reconnaissance, à la pelle mécanique, le long du tracé ;
- la réalisation de 43 points de mesure de résistivité électrique le long du tracé, le plus souvent couplés aux puits ;
- des prélèvements d'échantillons soumis à des essais de laboratoire.

III.2.2.3. Conclusion de l'étude géologique et géotechnique du transfert

Entre le barrage de Boussiaba et celui de Beni Haroun, la conduite de transfert emprunte deux entités géologiques bien distinctes :

- entre la station de pompage et le point où la conduite rejoint la vallée de l'oued Kebir , c'est la partie sud de la Kabylie de Collo, constituée de matériaux éruptifs (granites, gneiss), et de roches sédimentaires métamorphisées ;
- dans toute la vallée de l'oued Kebir, les formations sédimentaires appartiennent à la Chaîne Sud-Numidique (marnes, calcaires, schistes, localement des cargneules ..).

A l'exception des 3 galeries qui permettent le franchissement de verrous rocheux dans la vallée de l'oued Kebir, les ouvrages projetés sont superficiels et de ce fait interceptent le plus souvent des formations très récentes : colluvions, éboulis, alluvions.

Sur la longueur totale du tracé, soit environ 30 km, les terrassements de la tranchée dans laquelle sera posée la conduite se feront à 80% dans des formations meubles superficielles.

III.3. RISQUE SISMIQUE

III.3.1. METHODOLOGIE

La méthodologie suivie pour évaluer le risque sismique est celle préconisée par les recommandations de le CIGB (Comité International des Grands Barrages - bulletins 46 : « sismicité et conception des barrages » et 72 : « choix des paramètres sismiques pour grands barrage ») et par le Groupe de Travail « Effets des séismes sur les barrages » piloté par le ministère français de l'Industrie (« Méthode de détermination du niveau sismique d'un site »), qui préconise un découpage sismotectonique en plusieurs zones sources (sur la base de données structurales, de sismicité instrumentale et historique), aboutit à la détermination d'un ou plusieurs Séisme(s) de Référence (équivalent(s) à un MCE : Maximal Credible Earthquake – en français : SMP = Séisme Maximal Possible) pour le site étudié.

Les caractéristiques de ce Séisme de Référence (magnitude et profondeur) sont ensuite calculées par des lois d'atténuation ou issues des catalogues de sismicité.

Les lois d'atténuation retenues pour cette étude sont celles proposées par Benouar pour l'Algérie (BENOUAR D. - 1994 - Magnitude-intensity and intensity-attenuation relationships for Atlas region and Algerian earthquakes, Earthq. Engin. Struct. Dyn., 23, 717-727)

III.3.2. CONCLUSION DE L'ETUDE SISMIQUE

Le manque de données publiées concernant la structure crustale de l'Algérie Orientale a conduit à calquer le découpage sismotectonique sur le cadre structural de l'Altlas Tellien, vaste structure alpine dominée par une tectonique tangentielle. L'essentiel des structures de chevauchement et de charriage est considéré comme asismique. Par contre, les structures post-nappe sont considérées comme actives.

La sismicité historique de la région, sur laquelle repose la démarche retenue, est très imprécise. D'une manière générale, la sismicité historique se caractérise par la pauvreté des informations macrosismiques : faible nombre d'observations ne permettant généralement pas de tracer des isoséistes, incertitudes majeures sur les intensités maximales ressenties, et en voie de conséquence, sur les localisations des épicentres.

L'étude sismique a conduit à retenir le séisme de référence caractérisé par les paramètres suivants :

Séisme de référence	21/08/1856
Intensité épicentrale	VIII MM
Magnitude	5,54
Profondeur	11 km
Distance à l'épicentre	0 km
Intensité induite sur le site	VIII MM
Accélération maximale horizontale au sol	0,16 g

Tableau I.7– paramètres du séisme de référence

2éme partie:

Chapitre : I

Etude Hydrologique

Introduction :

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et à pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes.

Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles ont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage. Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région.

I .1 Le bassin versant :

Le bassin versant au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En commencent par un exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire. Les travaux cités sont effectués sur des cartes d'état major :

- commune El Milia (Wilaya de Jijel) (carte : Est, Ouest) à l'échelle 1/50.000.

I.1.1 Caractéristiques physiques du bassin versant :

A - caractéristiques géométriques :

Nous avons trouvées

1 - Surface du bassin versant*:*

La superficie est obtenue après avoir détermine les limites du bassin versant :

S = 379 Km2

2 - Périmètre du bassin versant*:* **P =** 108 Km

3 - Longueur du talweg principal:

C'est le talweg le plus long dans le bassin versant tel que :

$\mathbf{L_p}$ = 31.6 Km

.

I.1.2 Caractéristiques hydromorphologiques :

1 - Indice de compacité de Gravelius "Kc":

$K_c = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\pi R}$; $R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$; $P_c = 2\pi R = 2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}$ ……..……(I.01)

$K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{S*\pi}} = 0.28\ \frac{P}{\sqrt{S}}$ ……..……(I.02)

Cet indice caractérise la forme du bassin versant. Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

P : périmètre du bassin versant (Km)
S : surface du bassin versant (Km^2)
K_C : indice de Gravelius

$Kc = 1.57$

Plus ce coefficient s'approche de 1, plus la forme du bassin versant sera ramassée et plus le temps de concentration des eaux sera court. Elle sera allongée dans le cas contraire. -si Kc = 1 => basin parfaitement circularise
-si Kc = 1.128 => bassin ramassé
-si Kc > 1.128 => bassin allongé

Selon la valeur de $K_C = 1.57$, on pourra dire que notre bassin est de forme allongé.

2 - Rectangle équivalent:

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions (L et l) ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants entre eux de point de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits cotés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés.
Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$P = 2 * L$ et $S = L*l$ ……..……(I.03)

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

$K_c = 0.28 * P / \sqrt{S}$ ……..……(I.04)

De deux formule précédentes on obtient :

La longueur est donnée par la formule :

$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128}\left[1 + \sqrt{1 - (\frac{1.12}{Kc})^2}\right]$ ……..……(I.05)

La largeur est donnée par la formule:

$$l = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc}\right)^2} \right] \quad \text{..... (I.06)}$$

AN : après l'aplication numérique :
L = 41.1 Km et l = 7.6 Km

Avec :
L: longueur du rectangle équivalent en (Km) .
l: largeur du rectangle équivalent en (Km) . S : Surface du bassin versant (Km^2).
Kc : Indice de compacité de Gravelius .

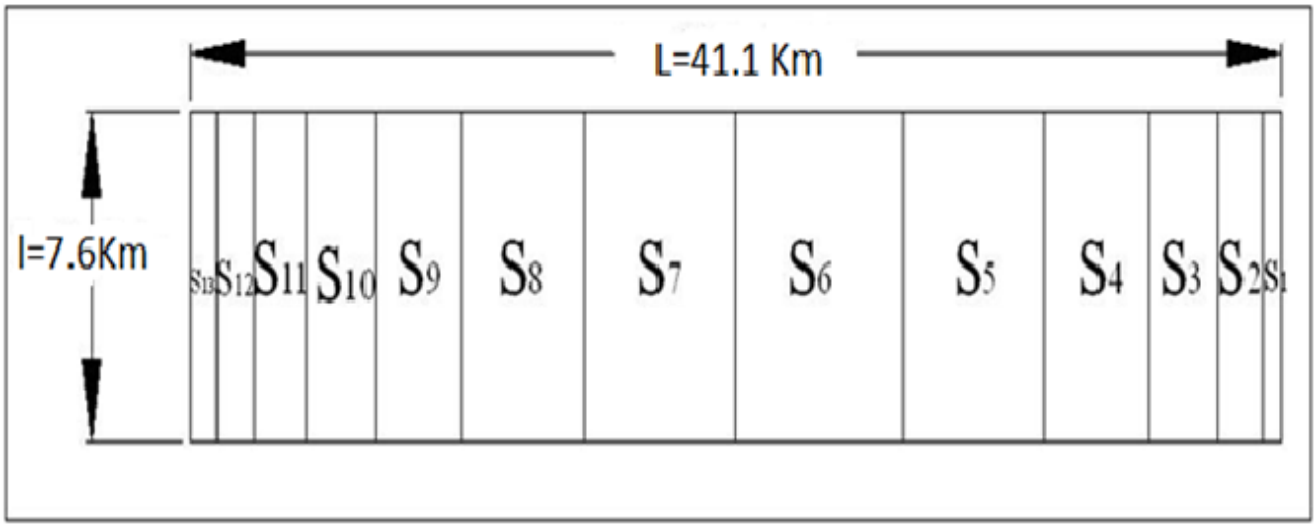


Figure I.01: Rectangle équivalent

I.1.3 Hypsométrie du bassin versant :

I.1.3.1 Le relief :

A - Répartition et courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles, cette courbe fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Tableau I.1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique.

Altitude (m)	Surface partielle S_i (Km^2)	Altitude H_i (m)	Surface partielle S_i (%)	Surface cumulées (%)
1300 – 1250	0.379	50	0.1	0.1
1250 – 1200	0.758	50	0.2	0.3
1200- 1150	1.516	50	0.4	0.7
1150 – 1100	1.895	50	0.5	1.2
1100 – 1050	3.032	50	0.8	2
1050 – 1000	3.79	50	1	3
1000 – 950	5.306	50	1.4	4.4
950 – 900	6.822	50	1.8	6.2
900 – 850	7.201	50	1.9	8.1
850 – 800	8.338	50	2.2	10.3
800 – 750	10.612	50	2.8	13.1
750 – 700	12.507	50	3.3	16.4
700 – 650	14.781	50	3.9	20.3
650 – 600	17.434	50	4.6	24.9
600 – 550	19.708	50	5.2	30.1
550 – 500	19.708	50	5.2	35.3
500 – 450	22.74	50	6	41.3
450 – 400	23.877	50	6.3	47.6
400 – 350	28.046	50	7.4	55
350 – 300	30.32	50	8	63
300 – 250	29.562	50	7.8	70.8
250 – 200	30.699	50	8.1	78.9
200 – 150	29.562	50	7.8	86.7
150 – 100	32.215	50	8.5	95.2
100 – 50	17.813	50	4.7	99.9
50 – 0	0.379	50	0.1	100

.

La courbe hypsométrique est représentée sur la figure (I.3)

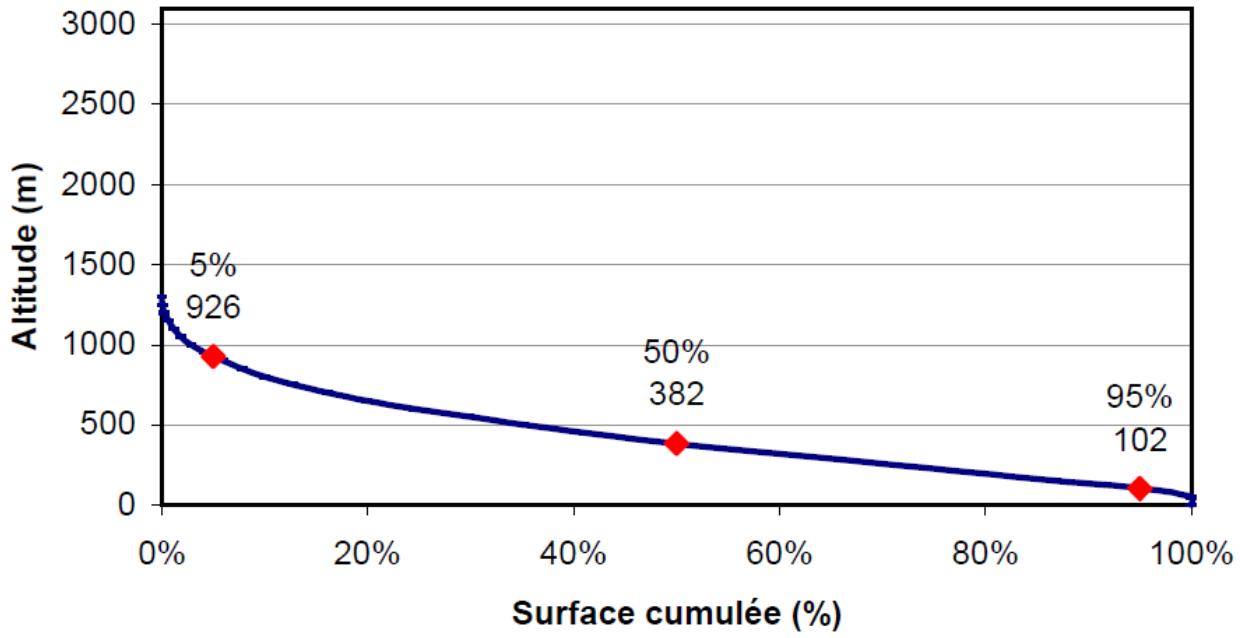


***Figure* I.3** Courbe hypsométrique de bassin versant Boussiaba

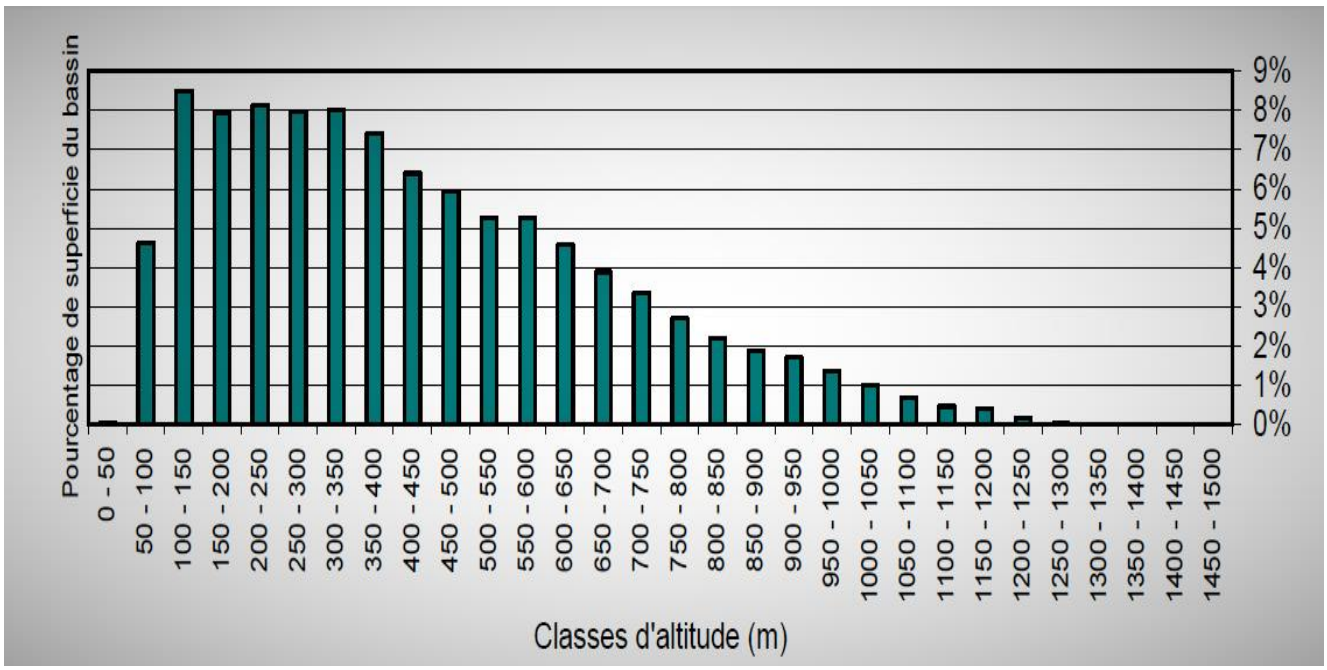


***Figure* I.4** Répartition des classes des altitudes de bassin versant Boussiaba

B - Altitude médiane

L'altitude médiane correspond à celle 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 :

$H_{méd}$ = 382 m

C - Altitude moyenne

L'altitude moyenne H_m est calculée par la formule suivante :

$H_{moy} = \frac{\sum_i^n Hi * Si}{S}$ …… (I.08)

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveaux (Km^2)

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

S : Superficie du bassin versant (Km^2)

Altitude (m)	Surface partielle S_i (Km^2)	Altitude H_i (m)	Hi * S i
1300 – 1250	0.379	1275	483.225
1250 – 1200	0.758	1225	928.55
1200- 1150	1.516	1175	1781.3
1150 – 1100	1.895	1125	2231.875
1100 – 1050	3.032	1075	3259.4
1050 – 1000	3.79	1025	3884.75
1000 – 950	5.306	975	5173.35
950 – 900	6.822	925	6310.35
900 – 850	7.201	875	6300.875
850 – 800	8.338	825	6878.85
800 – 750	10.612	775	8224
750 – 700	12.507	725	9067.575
700 – 650	14.781	675	9977.175
650 – 600	17.434	625	10896.25
600 – 550	19.708	575	11332.1
550 – 500	19.708	525	10346.7
500 – 450	22.74	475	10801.5
450 – 400	23.877	425	10147.725
400 – 350	28.046	375	10517.25
350 – 300	30.32	325	9854
300 – 250	29.562	275	8129.55
250 – 200	30.699	225	6907.275
200 – 150	29.562	175	5173.35
150 – 100	32.215	125	4026.875
100 – 50	17.813	75	1335.975
50 – 0	0.379	25	9.475

Tableau I.2 : Détermination d'altitude moyenne.

H_{moy} = 432.66 m

I.1.4 les Indices :

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

A - Indices de pente de ROCHE Ip :

La pente de Roche est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondéré par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i est H_{i+1}.
Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} * \sum_i^n \sqrt{Ai * Di}$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)
A_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1}

Altitude (m)	Surface partielle S_i (Km^2)	Altitude D_i (m)	Surface partielle S_i (%)	$\sqrt{Di * Ai}$
1300 – 1250	0.379	50	0.1	2.24
1250 – 1200	0.758	50	0.2	3.16
1200- 1150	1.516	50	0.4	4.47
1150 – 1100	1.895	50	0.5	5
1100 – 1050	3.032	50	0.8	6.32
1050 – 1000	3.79	50	1	7.07
1000 – 950	5.306	50	1.4	8.37
950 – 900	6.822	50	1.8	9.49
900 – 850	7.201	50	1.9	9.75
850 – 800	8.338	50	2.2	10.49
800 – 750	10.612	50	2.8	11.83
750 – 700	12.507	50	3.3	12.85
700 – 650	14.781	50	3.9	13.96
650 – 600	17.434	50	4.6	15.17
600 – 550	19.708	50	5.2	16.12
550 – 500	19.708	50	5.2	16.12
500 – 450	22.74	50	6	17.32
450 – 400	23.877	50	6.3	17.75
400 – 350	28.046	50	7.4	19.235
350 – 300	30.32	50	8	20
300 – 250	29.562	50	7.8	19.74
250 – 200	30.699	50	8.1	20.12
200 – 150	29.562	50	7.8	19.74
150 – 100	32.215	50	8.5	20.62
100 – 50	17.813	50	4.7	15.33
50 – 0	0.379	50	0.1	2.24

Tableau I.3 : Détermination de la pente Roche Ip

Ip = 53.43

B - Indice de pente globale I_g : (P. Dubreuil, 1974)

$$I_g = \frac{D}{L} \quad \text{.....(I.10)}$$

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

D = Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ tel que : $D = H_{5\%} - H_{95\%}$

$H_{5\%}$ = 926 m

$H_{95\%}$ = 102 m

L= 41.1 Km

I_g = 20.05 m / Km

C - Indice de pente moyenne Ipm :

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur du rectangle équivalent. Il est donné par la formule suivante :

$$I_{pm} = (Hmax - H_{min})/L \quad \text{.....(I.11)}$$

I_{pm}= 31.63 m / Km

D - Dénivelée spécifique :

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tous les bassins versant de déférant surface.

Tableau I.4: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).

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

$D_S = I_g \sqrt{S}$ Ds= 3.9 < 10

Un relief très faible.

.

E - Pente moyenne du bassin versant :

Il est donné par la formule suivante :

$I_m = \frac{\Delta H(0.5L1+L2+L3+\cdots+0.5Ln)}{S}$ ……(I.12)

H : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

L1, L2 ….Ln: les longueurs des courbes de niveaux L en (Km).

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

Le résultat des mesure est obtenu à l'aide des donnés de Lot n° 2 de l'étude de protection des bassins versant de l'ensemble des barrages en études APD et des bassins versants des barrages en exploitation :

I_{moy} = 31.2 m / Km

.

I.1.5 Caractéristiques hydrographiques de bassin versant :

I.1.5.1 le réseau hydrographique :

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

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau. Il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM. Dans cette classification de SCHUM est considéré « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x) ».

A - Densité de drainage:

C'est le rapport entre la longueur total de tous les talwegs « L_i », du bassin versant, à la surface « S ». Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface, elle est exprimée en Km/Km^2.

Avec :

$D_d = \frac{\sum_i^n Li}{S}$ ……(I.13)

Avec :$\sum$ Li: : La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 2194.1 Km.

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

Dd = 5.79 km/km²

B - Densité du thalweg élémentaire:

F1= $\frac{N1}{S}$ ——

……..…(I.14)

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, N_1=1128
S : Superficie du bassin versant.

F_1 = 2.976 thalweg/km

C - Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme étant :

$C_t = D_d.F_1$…….... (I.15)

C_t = 17.23

D - Longueur moyenne des versants :

Li = $\frac{L}{2Dd}$……..…(I.16)

D_d : densité de drainage en Km/Km^2
L : longueur de rectangle équivalent en Km

L_i = 3.81 Km

.

E - La pente moyenne de cours d'eau principal :

La pente moyenne du bassin d'Oued Boussiaba est calculée selon la relation suivante :

I = $\frac{\Delta H}{\Delta L}$ ……..…(I.17)

ΔH: Différence d'altitude entre deux cours d'eaux suffisamment éloignés.
ΔL: La distance entre ces deux points.

F - Temps de concentration du bassin versant tc :

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire, il existe plusieurs formules. Dans le contexte algérien et pour les grands bassins versants, il peut être calculé par l'ancienne formule de **GIANDOTTI** (1937) soit :

$T_c = (4\sqrt{S} + 1.5Lcp)/(0.8\sqrt{Hmoy - Hmin})$ ……..…(I.18)

Avec :
S : surface du bassin versant (Km^2) ;
L_{cp} : longueur de cours d'eau principal (Km) ;
L_{cp} = 41.1Km.
T_c : temps de concentrations exprimé en heure
H_{moy} : altitude moyenne (m) ;
H_{min} : altitude minimale (m) ;

t_c= 6.04 ≈ 6 heures

G - Vitesse de ruissellement :

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

$$Vr = \frac{L}{Tc}$$

I= 23.1 m / Km

L : Longueur du thalweg principal (Km)
T_c : Temps de concentration (h)

V_r = 5.26 Km/h

I.1.6 Profil en long de l'Oued :

L'oued de Boussiaba présente un profil en long assez régulier interrompu par quelques légères ruptures en pente.

Ce profil est tracé à partir des cartes topographiques à l'échelle 1/50000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau jusqu' a l'exutoire.

Tableau I.6 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude.

N°	Distance cumulé (Km)	Altitude (m)
1	0	19
2	0.4	20
3	4.3	25
4	5.4	26
5	7.9	29
6	8.8	30
7	9.5	32
8	15.9	42
9	17.8	50
10	23.7	77
11	26.7	99
12	28.2	110
13	29.2	120
14	31.6	140

Figure I.05 : Profil en long du cours d'eau principal.

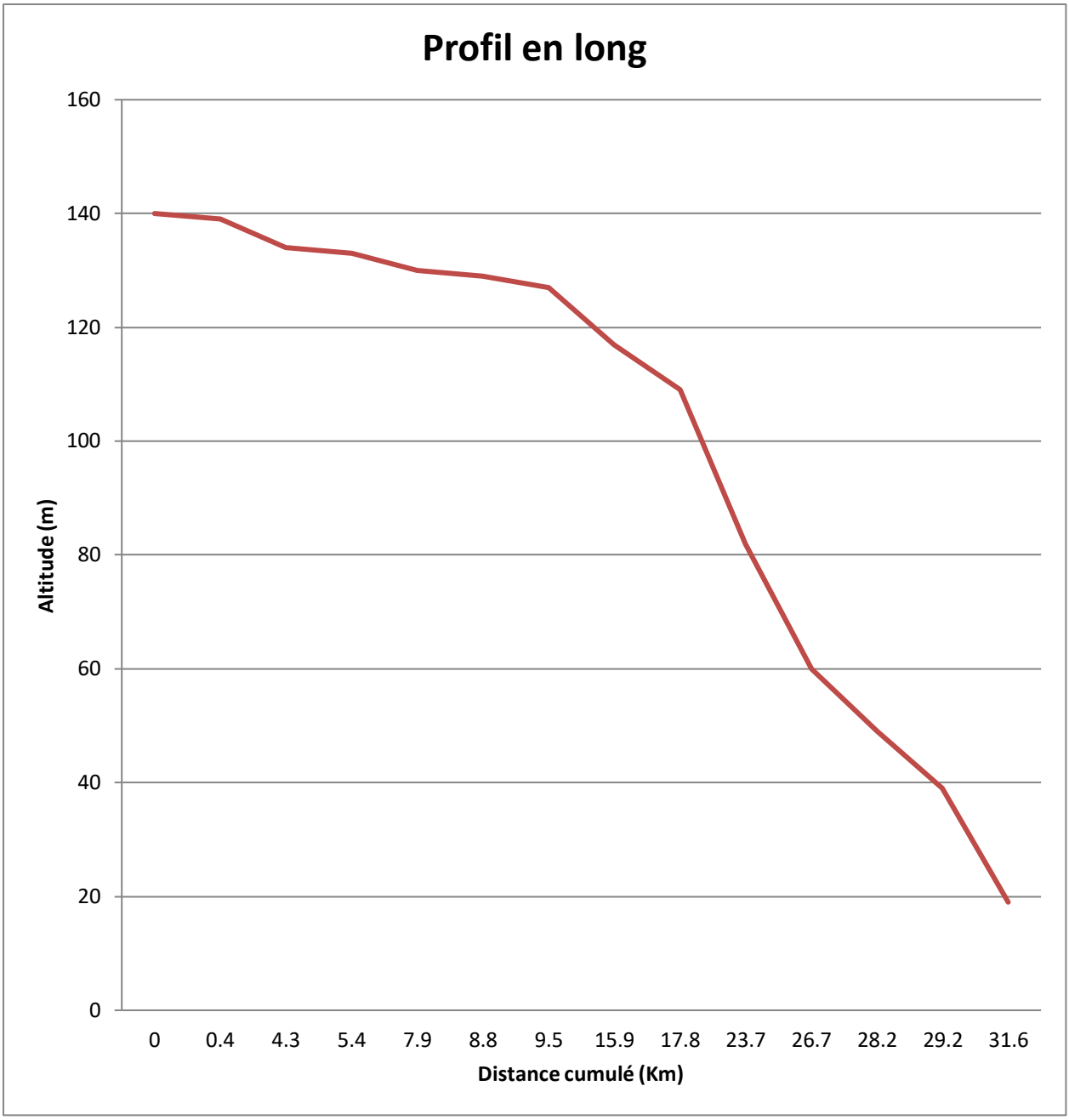


Tableau I.07 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant d'Oued Boussiaba.

Désignation		**Symbole**	**Unités**	**Valeur**
Superficie		**S**	km^2	379
Périmètre		P	km	108
Longueur du thalweg principal		L	km	31.6
Indice de compacité		KC		1,57
Rectangle équivalent	**longueur**	Lr	Km	41.1
	largeur	lr	Km	7.60
Altitudes	**maximale**	Hmax	m	1300
	moyenne	Hmoy	m	432.66
	médiane	Hmed	m	382
	minimale	Hmin	m	0
Indice de pente de Roche		I_P	%	53.43
Indice de pente globale		I_g	m/ Km	20.05
Indice de pente moyenne		Ipm	m/ Km	31.63
Densité de drainage		D_d	Km/Km^2	*5.79*
Coefficient de torrentialité		C_t	-	*17.23*
Temps de concentration		T_c	h	6
Vitesse de ruissellement		V_r	Km/h	5.26

I.2 Caractéristiques climatique du bassin versant:

Les caractéristiques climatologiques de la zone d'étude sont estimées par les données disponibles à des stations climatologiques avoisinantes.

I.2.1 Température :

Les caractéristiques climatiques de la région du bassin versant ne sont enregistrées qu'aux stations de« El Milia ». Les répartitions mensuelles des températures enregistrées à cette station se présentent comme suit :

Tableau I.8 : répartition mensuelle de la température.

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
T moy	24	20	16	13	11	12	14	16	19	22	25	26
Tmax	29	25	20	17	15	16	18	21	24	28	31	32
T min	19	15	11	9	7	8	9	11	14	17	19	20

La température moyenne de la région est de **18 °C**.

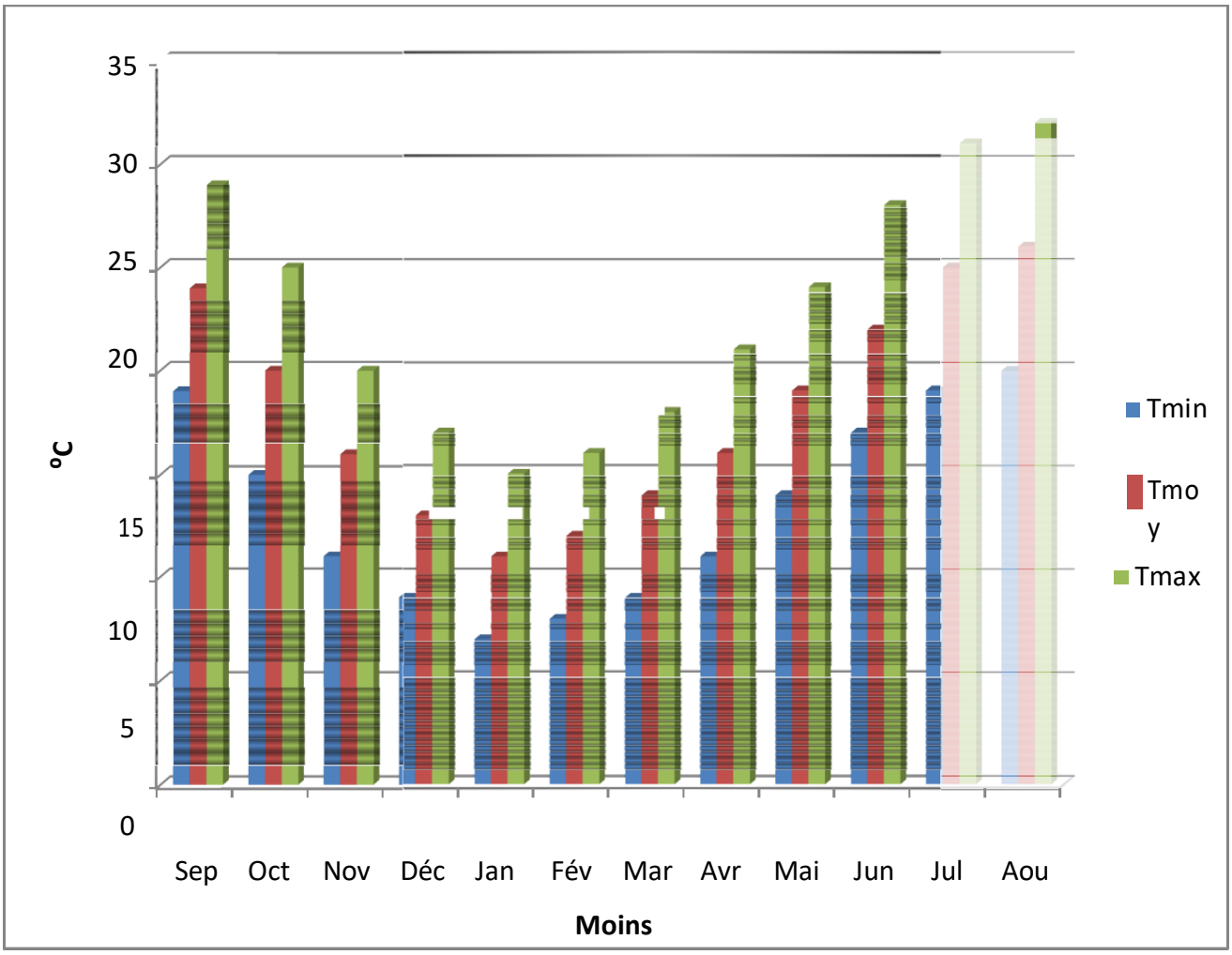


Figure I.06 : La répartition mensuelle des températures

I.2.2 Evaporation:

L'évaporation est calculée à partir des mesures réalisées à Zardezas, le tableau ci-dessous fournit l'évaporation mensuelle moyenne en mm. **Tableau I.9 :** répartition mensuelle de l'évaporation.

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
E (mm)	111	62	48	43	40	45	62	72	90	126	171	161
E (%)	10,77	6,01	4,66	4,17	3,88	4,37	6,01	6,98	8,73	12,22	16,59	15,62

L'évaporation totale annuelle est de **1031 mm.**

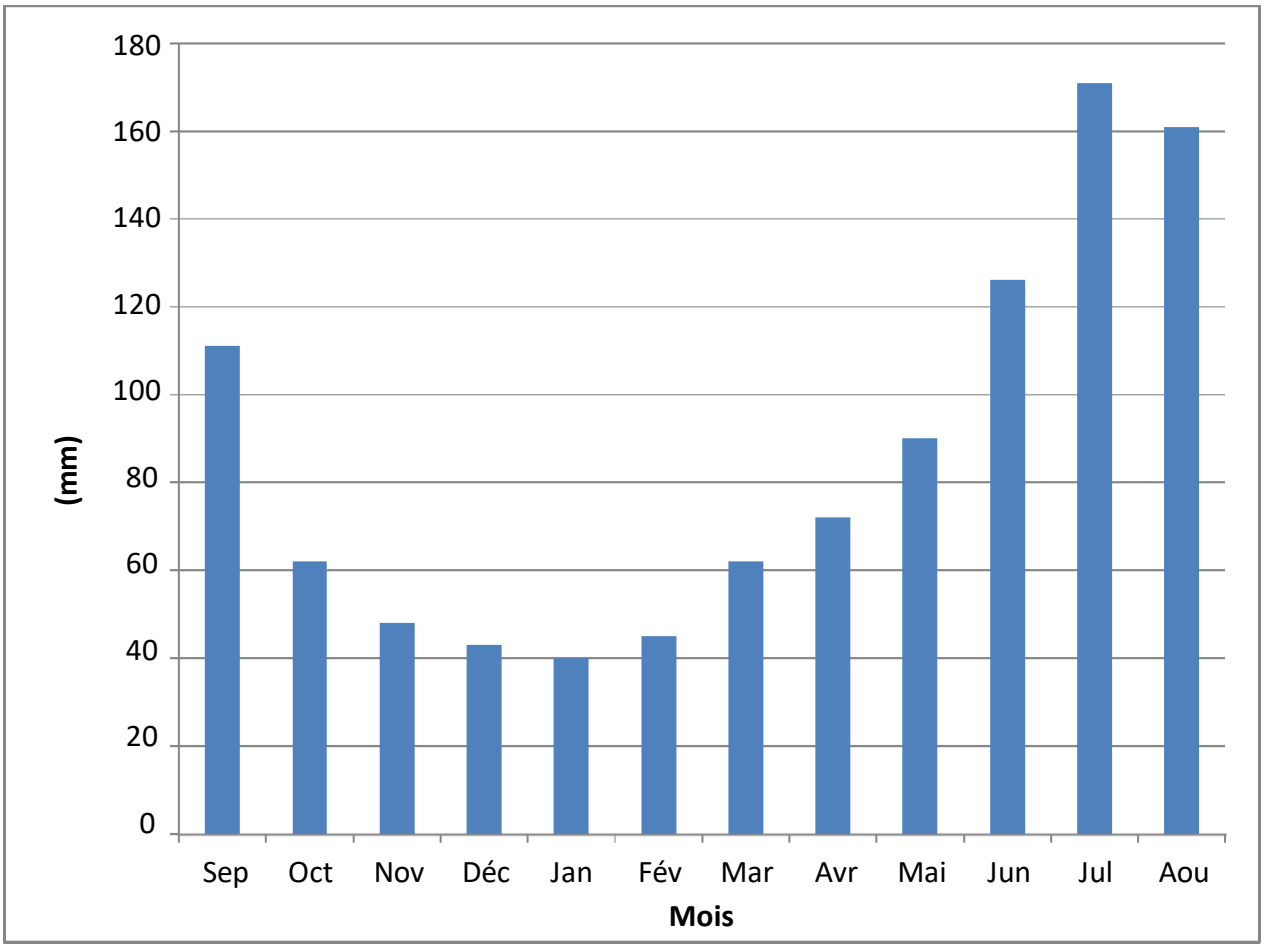


Figure I.7 : répartition mensuelle de l'évaporation

I.2.3 Humidité relative:

L'humidité relative est évaluée à partir de la station de cap Bougaroun, le tableau ci-dessous fournit les valeurs moyennes.

Tableau I.10 : Répartition mensuelle de l'humidité relative

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
Hum (%)	64	68	69	71	71	69	67	62	63	62	58	59

La valeur de l'humidité moyenne annuelle est de l'ordre de 65.25%.

I.2.4 Vitesse du vent:

Les vents dominants sont du secteur nord (NE: 22%, N 12% et NO 27%). D'après le tableau la vitesse moyenne du vent est de (2.3 m/s). Elle présente un maximum en novembre (2.7 m/s), et un minimum en octobre (1.7 m/s).

Tableau I.11 : répartition des vitesses de vent

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy annuelle
V (m/s)	2.6	2.3	2.5	2.5	2.2	2.3	2.3	2.3	2.1	1.7	2.7	2.6	2.3

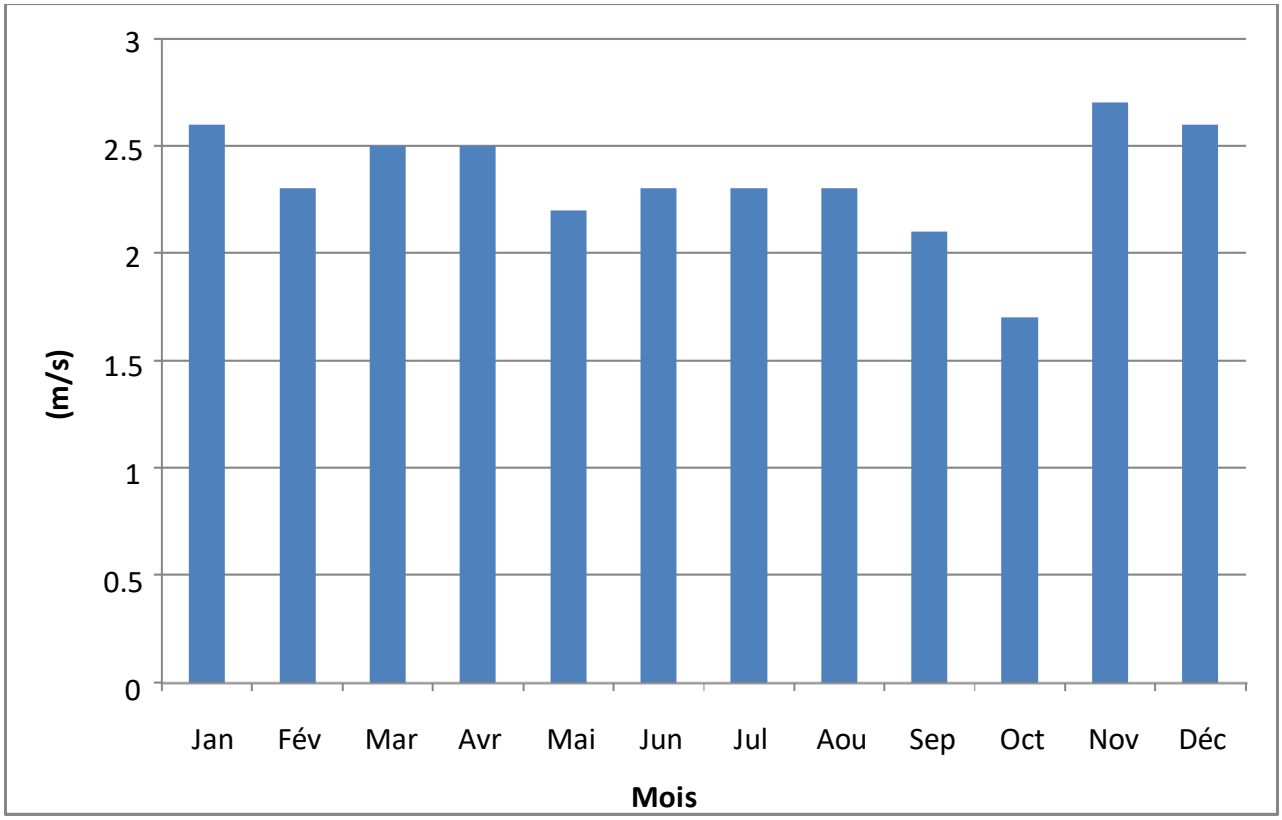


Figure I.08. : Répartition mensuelle des vitesses de vent

I.2.5 Pluviométrie:

La pluviométrie qui prévaut au bassin versant de Boussiaba est établie en utilisant l'information disponible de la région à étudier.

1) Stations et données disponibles:

Nous disposons de données d'observation disponibles pas loin du bassin versant de Boussiaba.

Les données disponibles des stations au voisinage du bassin et les plus proches du site sont présentées dans le tableau I.12 et I.13 ;

Tableau I.12 : Données disponibles des stations situées a proximité de la zone d'étude

Station	Code	Altitude (m)	Pluie (mm)	Nombre d'années de fonctionement
El milia	100702	105	896	1940-2000
Jijel	030301	6	1130	2002-2017

Tableau I.13 : Station pluviométrique.

Station	Code	Source	Cordonnées			Années de service	N (ans)
			X (km)	Y (km)	Z (km)		
El Milia	100702	ANRH	819.3	389.7	105	1940-2000	61
Jijel	030301	ANRH	774.1	396.2	6	2001-2017	16

La station de El Milia est l'une des plus proches du site avec une période d'observation de 1940-2000 soit 61 ans et la station de Jijel qui situe dans la même région mais un peut plus loin de la première station avec années d'observation de 2002-2017soit 16 ans.

Ferra une comparaison entre les deux séries pour le choix :

I.3 Choix de la loi d'ajustement :

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

Les lois d'ajustement choisies sont :

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

2)-la loi de GUMBEL.

I.3.1 SERIE 01 :

La série plus ancienne de période d'observation de 1940 - 2000soit 61 ans Voir L'annexe I

1) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule I.20

F(x)= $e^{-e^{y}}$ ……..……..……..…..(I.20)

Tel que: y=$\frac{x-x0}{\alpha}$

Avec :

1/α : la pente de la droite de GUMBEL

Y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : paramètre de position (mode)

On peut écrire : y = - ln (- ln (F (x)))

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

- ✓ Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution D'un rang 1, 2,3……n.
- ✓ calculer, pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

  F(x)=$\frac{m-0.5}{n}$ ……(I.21)

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations (43)

- ✓ calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante

: y = - ln (-ln (F(x)))

- ✓ calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x_0 »
- ✓ représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL.

Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL :

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

x= (1/α)*y + x_0…… (I.22)

Avec :

(1 / α) : la pente de la droite de GUMBEL

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

Quantiles : q = F(X) (probabilité au non-dépassement)

T = 1/ (1-q)

Les résultats de l'ajustement par la loi de Gumbel sont résumés dans le tableau (I.14).

Periode ret	F	Valeur théo	U Gumbel	intervalle
1000.0	0.9990	221	23.6	175 - 268
200.0	0.9950	183	18.3	147 - 219
100.0	0.9900	166	16.0	135 - 198
50.0	0.9800	150	13.8	123 - 177
20.0	0.9500	128	10.8	106 - 149
10.0	0.9000	110	8.53	93.7 - 127
5.0	*0.8000*	*92,5*	*6.32*	*80.1 - 105*

Tableau I.14 : Les résultats de l'ajustement par la loi de Gumbel

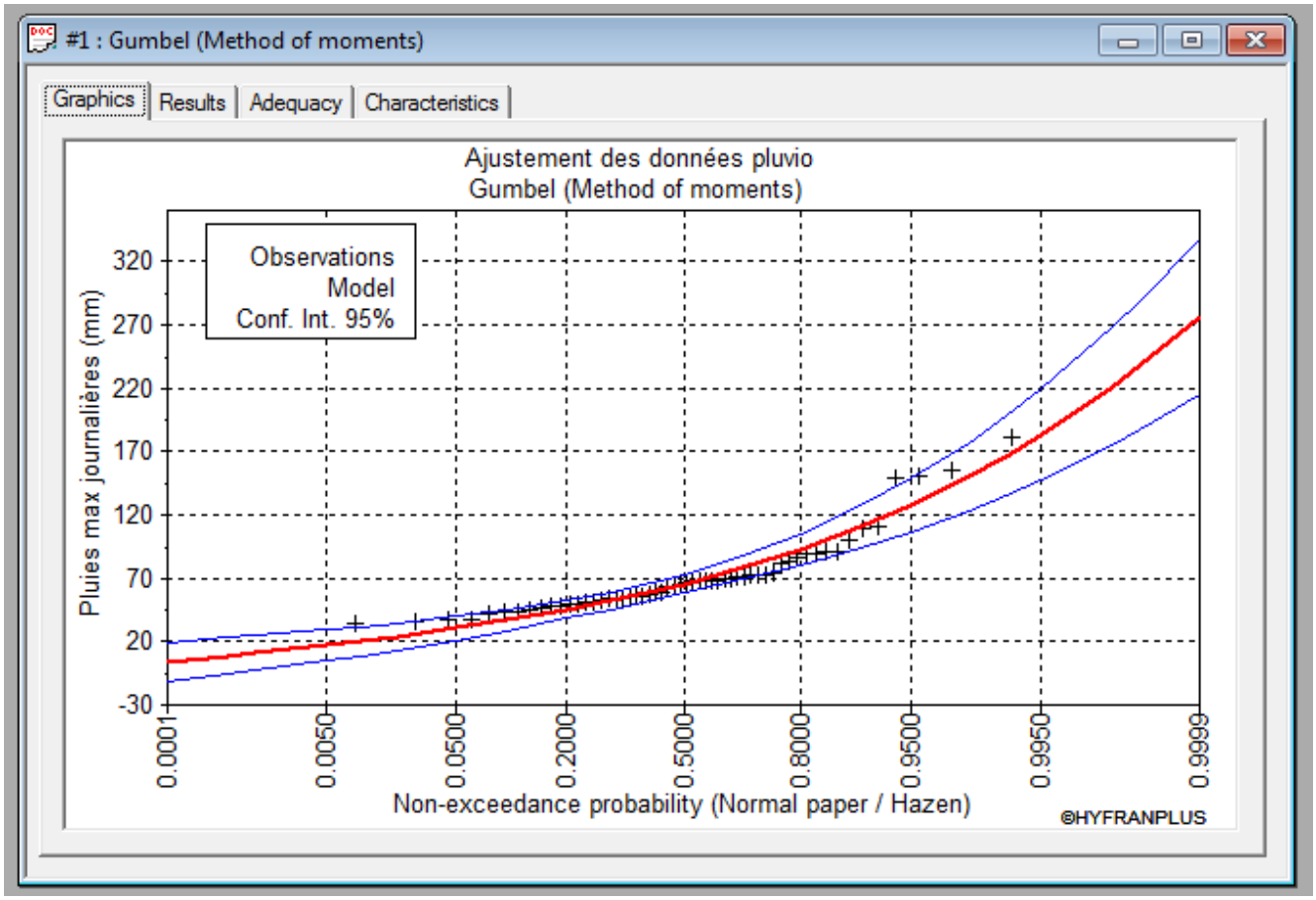


Figure I.09 : représentation graphique de la loi de Gumbel

2) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) :

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur papier log-normale, comme le montre la figure (I.11). La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$F(x)= \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{\mu}^{\infty} e^{-0.5\mu^2}$ ..... (I.23)

L'équation de la droite de GALTON I.24 :

Log x(p %)= $Logx$ +б.Logu($p_{\%}$)

$\text{Log } X= \frac{\sum_i^{43} \overrightarrow{\log Xi}}{N}$ ..... (I.24)

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal sont résumés dans le tableau (I.18).

Quantiles : q = F(X) (probabilité au non dépassement)

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

Les résultats de l'ajustement par la loi de Galton sont résumés dans le tableau (I.15).

Tableau I.15 : résultat de l'ajustement a la loi de Galton.

Periode ret	F	Valeur théo	U Galton	Intervalle
1000.0	0.9990	205	24,6	157 - 254
200.0	0.9950	170	17,6	135 - 204
100.0	0.9900	155	14,8	126 - 184
50.0	0.9800	140	12,3	116 - 164
20.0	0.9500	120	9,17	102 - 138
10.0	0.9000	105	7,04	91.4 - 119
5.0	0.8000	89,4	5,15	79.3 - 99.5

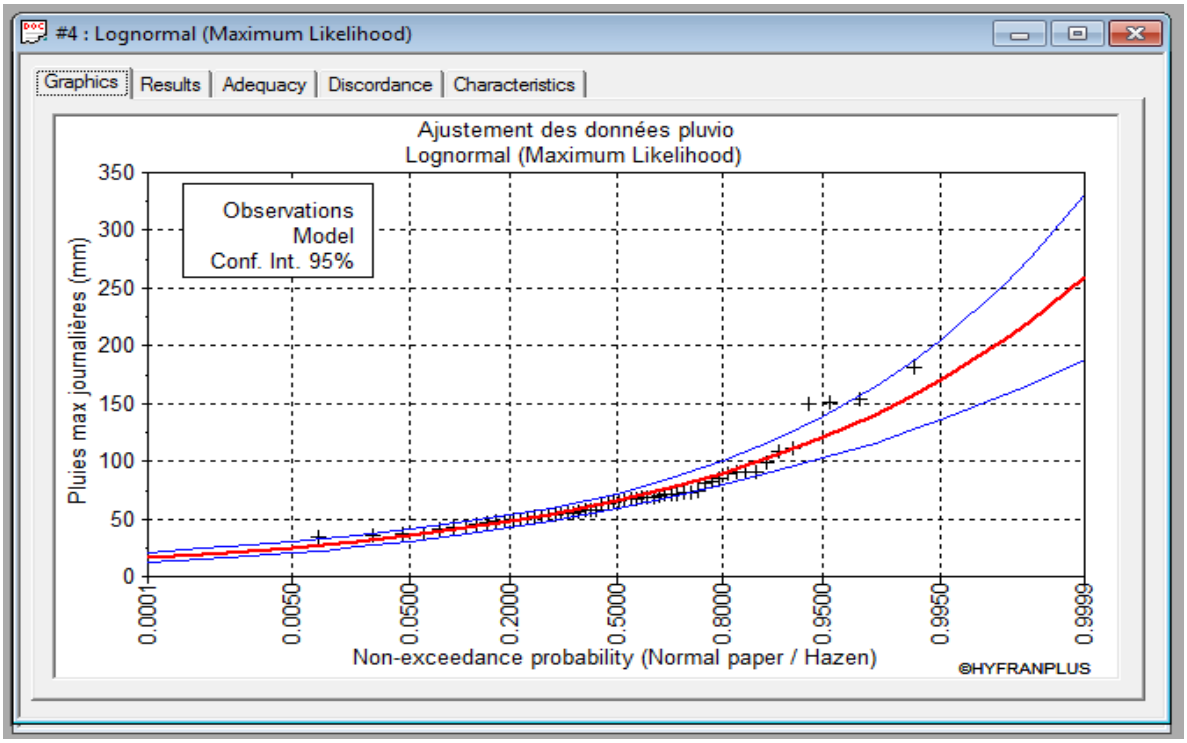


Figure I.10 : représentation graphique de la loi de log-normale (Galton)

Le choix final note sur la loi Gumbel, car presque tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus Proches de la droite de HENRY.

I.3.2 SERIE 02 :

Les Allongements de la série de 19 ans sont représentes dans le tableau I.16.

Tableau I.16 : Pluie maximale journalière de période d'observation de 2002-2017.

P maxj	Année	P maxj	Année
60,1	2001	78,2	2010
85	2002	105,1	2011
42	2003	82,3	2012
87,5	2004	72,6	2013
80,5	2005	74	2014
131	2006	62	2015
61	2007	91	2016
67,9	2008	71	2017
58	2009		

Les lois d'ajustement choisies sont :

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

2) - la loi de GUMBEL.

Les résultats de l'ajustement par la loi de Gumbel sont résumés dans le tableau (I.17).

Tableau I.17 : Ajustement a la loi de Gumbel.

periode ret	F	val théo	U Gumbel	intervalle
1000.0	0.9990	184	29.8	125 - 242
200.0	0.9950	157	23.1	112 - 202
100.0	0.9900	146	20.2	106 - 185
50.0	0.9800	134	17.3	100.0 - 168
20.0	0.9500	119	13.6	91.9 - 145
10.0	0.9000	107	10.8	85.5 - 128
5.0	0.8000	94,2	7.96	78.6 - 110

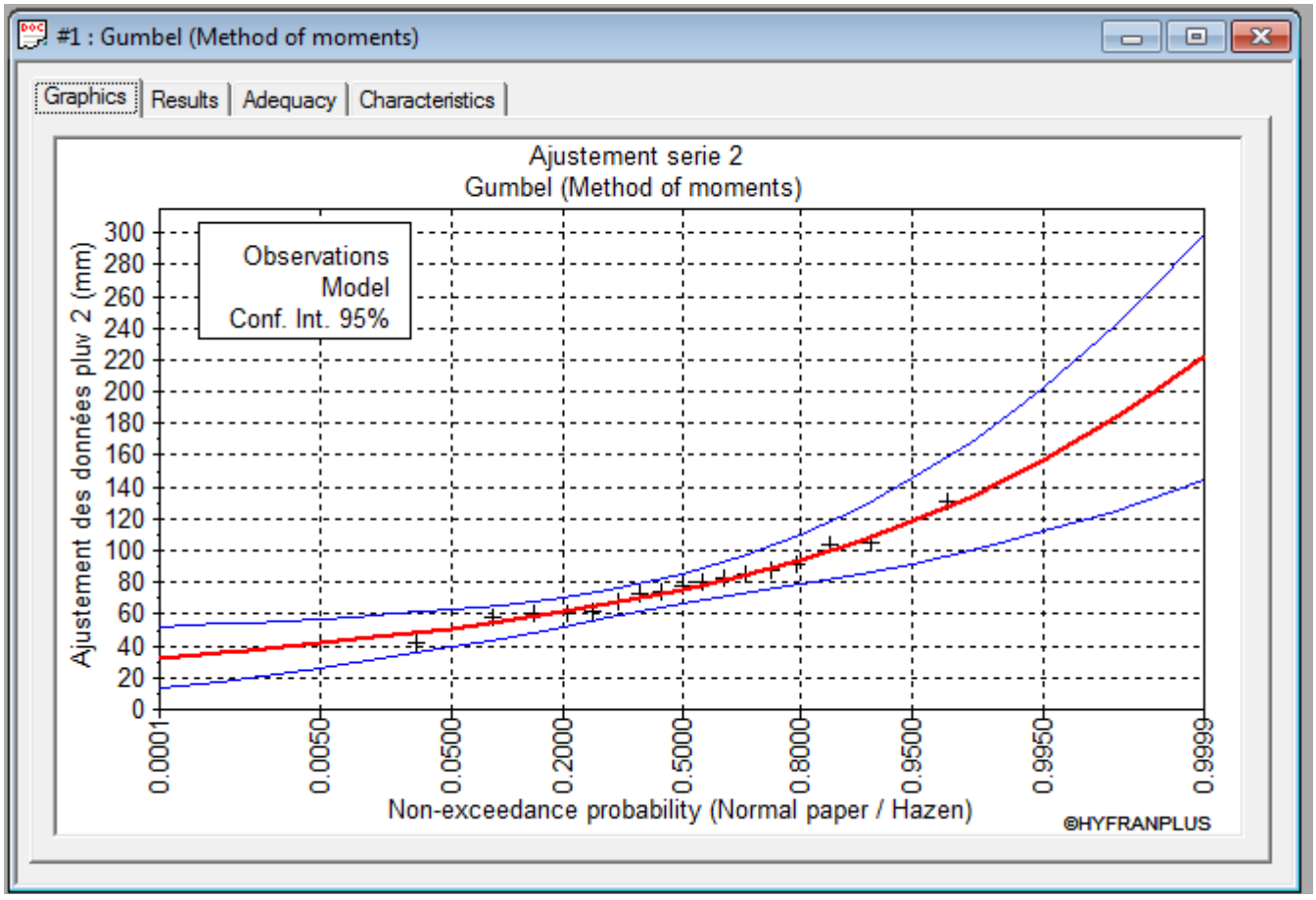


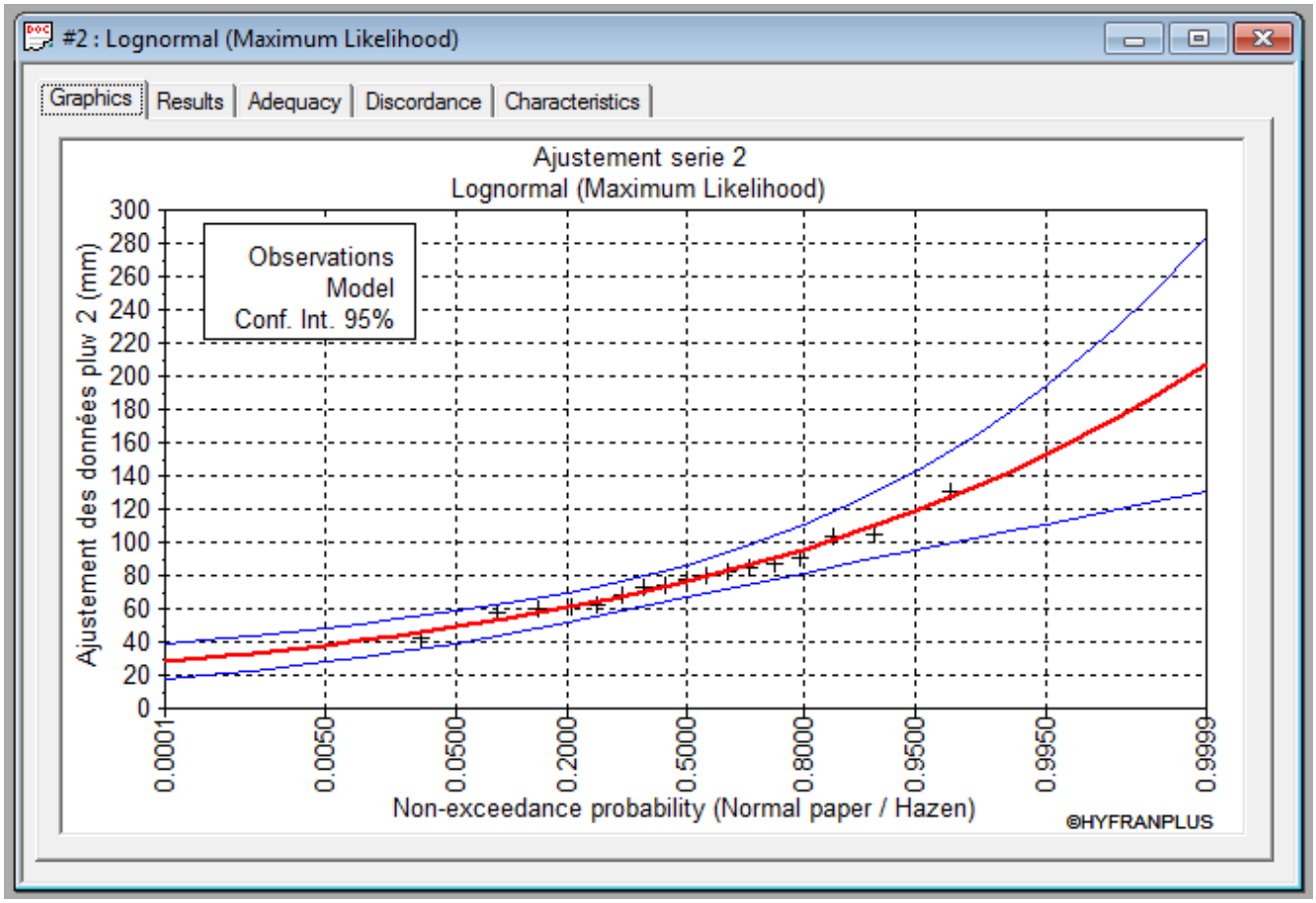
Figure I.11 : représentation graphique de la loi de Gumbel

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log-normale « Galton » sont résumés dans le tableau I.18

Tableau I.18 : Ajustement a la loi de Log-normale.

Periode ret	F	Valeur théo	U Galton	Intervalle
1000.0	0.9990	165	25.5	116 - 215
200.0	0.9950	145	19.3	107 - 183
100.0	0.9900	136	16.7	103 - 169
50.0	0.9800	127	14.2	98.8 - 155
20.0	0.9500	114	11.1	92.2 - 136
10.0	0.9000	104	8.87	86.4 - 121
5.0	0.8000	92.7	6.79	79.4 – 106

Figure I.12 : représentation graphique de la loi Log-normale



Le choix final note sur la loi log-normale (Galton), car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus Proches de la droite de HENRY.

- **Comparaison des caractéristiques de deux séries tableau I.19 :**

Fréquence	Période de retour (ans)	première série		deuxième série	
		Valeur théo.(mm)	Borne : inf-sup (mm)	Valeur théo. (mm)	Borne : inf-sup (mm)
0.999	1000	221	173-268	165	116 – 215
0.995	200	183	147-219	145	107 – 183
0.99	100	166	135-198	136	103 – 169
0.98	50	150	123-177	127	98.8 – 155
0.95	20	128	106-149	114	92.2 – 136
0.9	10	110	93.7-127	104	86.4 – 121
0.8	5	92.5	80.1-105	92.7	79.4 – 106

- **Conclusion de Comparaison :**

D'après les deux séries, on peut choisir la pluie maximale journalière de la première série (série de 17 ans ″2001-2017″) qui a généralement plus grand en valeur que celle de la deuxième série.

I.4 La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

$$P_{cr} = P_{max\,j}(\%) * (T / 24)^{b} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(I.25)}$$

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

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

T : Temps en heurs

b : Exposant climatique (pour notre région est de 0.5 source ANRH)

$$I_0 = (P_{max\,j} / 24) * (T / 24)^{b-1}$$

I_0 : Pluie de courte durée (mm/h)

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau I.21 :

Tableau I.20: La pluie d courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

Periode ret	5	5	10	10	20	20	50	50	100	100	200	200	1000	1000
P maxj	92,5		110		128		150		166		183		221	
T (h)	Pcr	I_0	Pcr	I_0	Pcr	I_0	Pcr	I_0	Pcr	I_0	Pcr	I_0	Pcr	I_0
0,5	13,35	26,70	15,88	31,75	18,48	36,95	21,65	43,30	23,96	47,92	26,41	52,83	31,90	63,80
1	18,88	18,88	22,45	22,45	26,13	26,13	30,62	30,62	33,88	33,88	37,35	37,35	45,11	45,11
2	26.70	13,35	31,75	15,88	36,95	18,47	43,30	21,65	47,92	23,96	52,83	26,41	63,80	31,90
3	32,70	10,90	38,89	12,96	45,25	15,08	53,03	17,68	58,69	19,56	64,70	21,57	78,14	26,05
4	37,76	9,45	44,91	11,23	52,26	13,06	61,24	15,31	67,77	16,94	74,71	18,68	90,23	22,56
5	42,22	8,44	50,21	10,04	58,42	11,68	68,46	13,69	75,77	15,15	83,52	16,71	100,87	20,17
6	46,25	7,71	55	9,17	64	10,67	75	12,5	83	13,83	91,5	15,25	110,5	18,42
7	49,96	7,137	59,41	8,49	69,13	9,88	81,01	11,57	89,65	12,81	98,83	14,12	119,35	17,05
8	53,40	6,68	63,51	7,94	73,90	9,24	86,60	10,83	95,84	11,98	105,66	13,21	127,59	15,95
9	56,64	6,29	67,36	7,48	78,38	8,71	91,86	10,20	101,65	11,29	112,06	12,45	135,33	15,03
10	59,70	5,97	71,00	7,10	82,62	8,26	96,82	9,68	107,15	10,72	118,13	11,81	142,65	14,27
11	62,62	5,69	74,47	6,77	86,66	7,87	101,55	9,23	112,39	10,22	123,89	11,26	149,62	13,60
12	65,41	5,45	77,78	6,48	90,51	7,54	106,06	8,83	117,37	9,78	129,40	10,78	156,27	13,02
13	68,07	5,23	80,95	6,22	94,20	7,24	110,39	8,49	122,17	9,39	134,68	10,36	162,65	12,51
14	70,65	5,05	84,01	6,00	97,76	6,98	114,56	8,18	126,78	9,06	139,77	9,98	168,79	12,06
15	73,13	4,88	86,96	5,80	101,19	6,75	118,59	7,91	131,23	8,75	144,67	9,64	174,72	11,65
16	75,53	4,72	89,81	5,61	104,51	6,53	122,47	7,65	135,54	8,47	149,42	9,34	180,45	11,28
17	77,86	4,58	92,58	5,45	107,73	6,34	126,24	7,43	139,71	8,22	154,02	9,06	185,99	10,94
18	80,10	4,45	95,26	5,29	110,85	6,15	129,90	7,21	143,76	7,98	158,48	8,80	191,39	10,63
19	82,30	4,33	97,87	5,15	113,88	5,99	133,46	7,02	147,70	7,77	162,83	8,57	196,641	10,35
20	84,44	4,22	100,4	5,02	116,84	5,84	136,93	6,85	151,54	7,58	167,055	8,35	201,74	10,08
21	86,52	4,12	102,89	4,89	119,73	5,70	140,31	6,68	155,27	7,39	171,18	8,15	206,72	9,84
22	88,56	4,03	105,32	4,79	122,55	5,57	143,61	6,53	158,93	7,22	175,21	7,96	211,59	9,62
23	90,5524135	3,93706145	107,683951	4,68191092	125,304961	5,4480418	146,841752	6,38442398	162,5048717	7,065429205	179,1469369	7,788997256	216,3468473	9,406384665
24	92,5	3,85	110	4,58	128	5,33	150	6,25	166	6,92	183	7,625	221	9,21

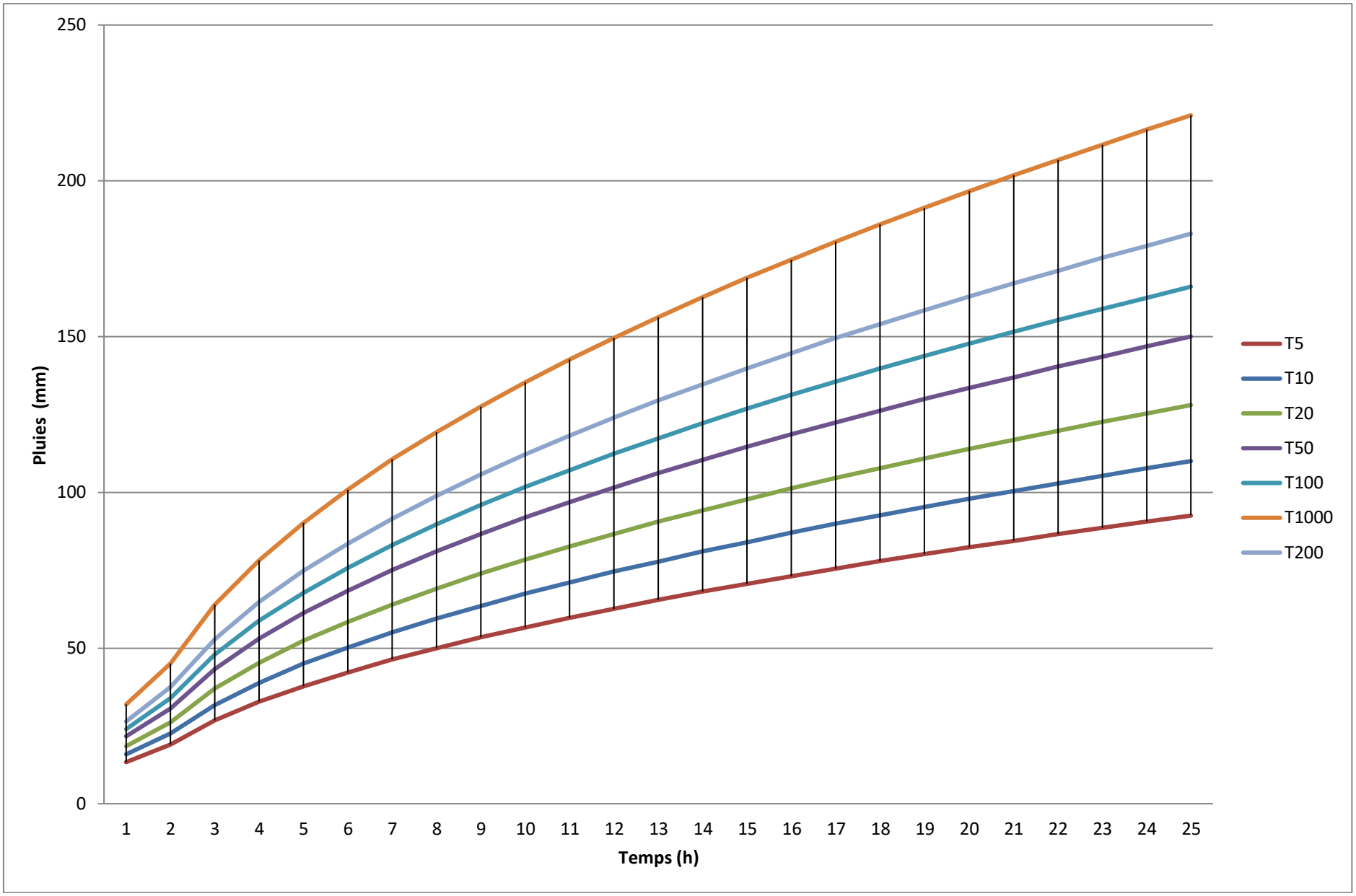
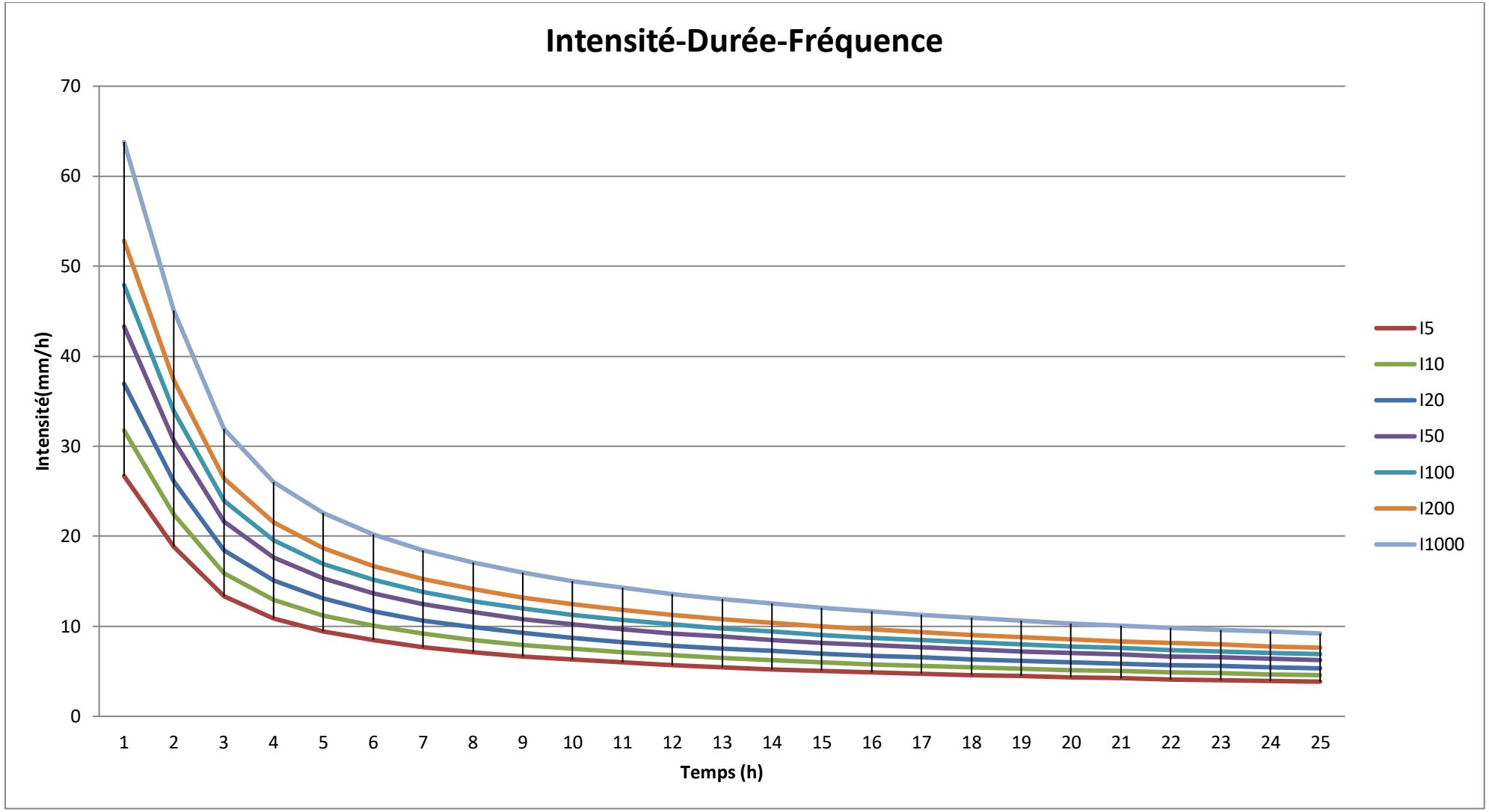


Figure I.13 : Pluies de Courte durée

Figure I.14 : Intensité –Durée -Fréquence



I.5 Etudes des apports :

➢ La Station Hydrométrique :

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

L'apport moyenne annuelle de la station est de : 112.01 Mm^3

Tableau I.21 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station Boussiaba (selon le calcule de la série entière de 1935 – 2001)

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fevr	Mars	avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Total
A (Mm^3)	0.68	3.59	11.30	21.14	18.69	18.75	20.72	12.27	2.93	1.04	0.68	0.22	***112.01***
Apport (%)	0.62	3.17	10.09	18.87	16.69	16.74	18.50	10.95	2.62	0.93	0.62	0.20	***100***

I.5.1 Caractéristiques de l'écoulement :

A - Module de l'écoulement :

Il est donné par : $Me = A_0 / T$ …….…….. (I.27)

A_0 : Apport moyen annuel (mm).

T : Temps d'une année en secondes **$T = 3{,}1536*10^7$ s**

Me=3551.8 l/s

B - Module de l'écoulement relatif :

On a: $M_0 = Me / S$…….…….…… (I.28)

Me: Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km^2).

M_0= 9.37 l/s/Km^2

C - Lame d'eau écoulée :

$L e = A_0/S.$ ……..... (I.29)

Le= 295.54 mm

D - Coefficient de l'écoulement:

Il est donné par : $Ce = Le / P_{moy}$ ……..….. (I.30)

Ce= 0.29

I.5.3 Les apports fréquentiels :

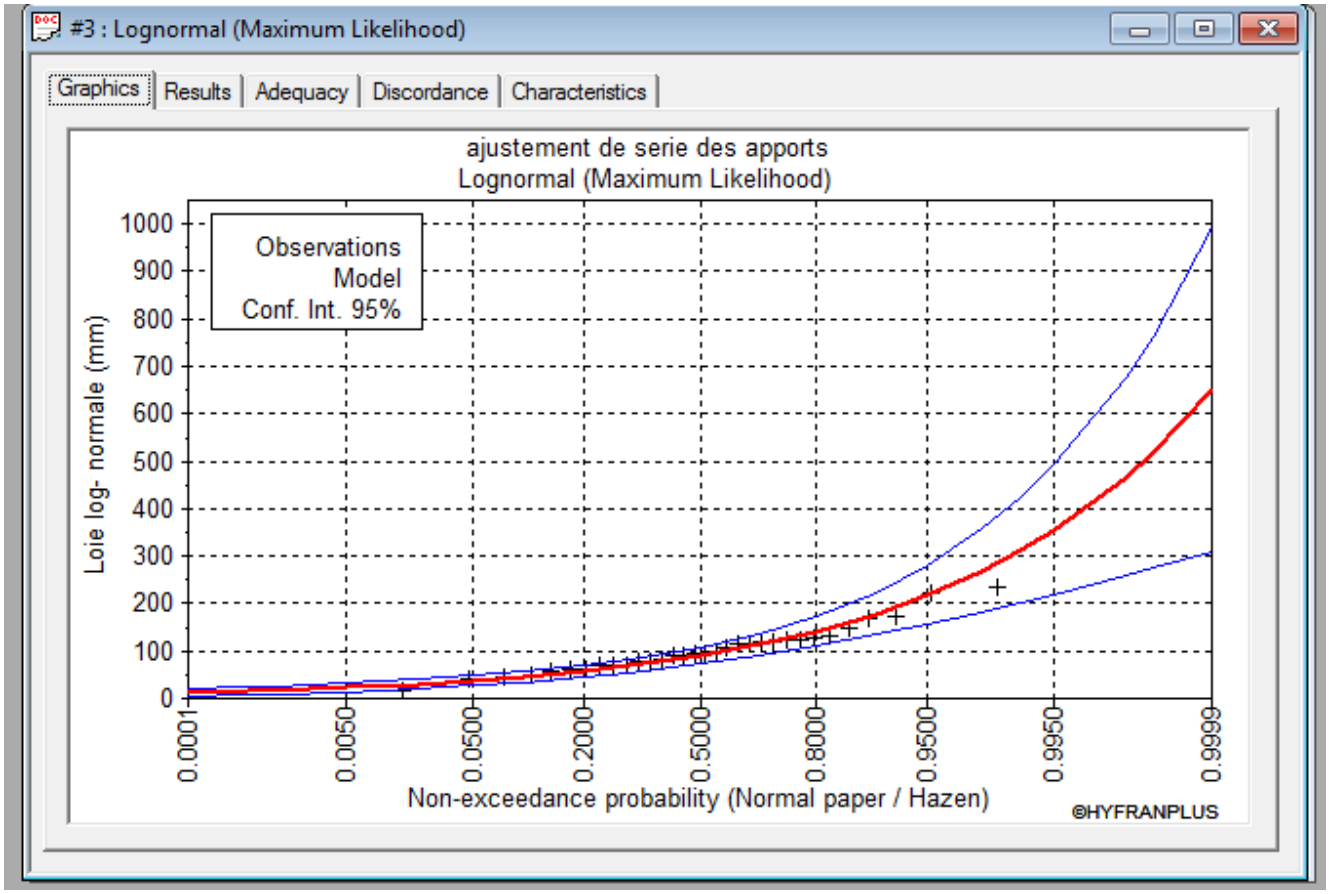
Le calcul des apports fréquentiels se fait par l'ajustement de la série des apports

I.5.3.1 Ajustement de la série des apportes à la loi log-normale :

Tableau I.22 : résultat de l'ajustement a la loi log-normale :

période de retour	Fréquence	Valeur théo.(mm)	Borne inf.(mm)	Borne sup.(mm)
1000	0.999	466	258	675
200	0.995	355	218	492
100	0.99	311	200	423
50	0.98	270	181	358
20	0.95	217	155	279
10	0.9	179	134	224
5	0.8	142	111	172

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



$A_{80\%}$ = 142 Mm3

I.5.3.2 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% :

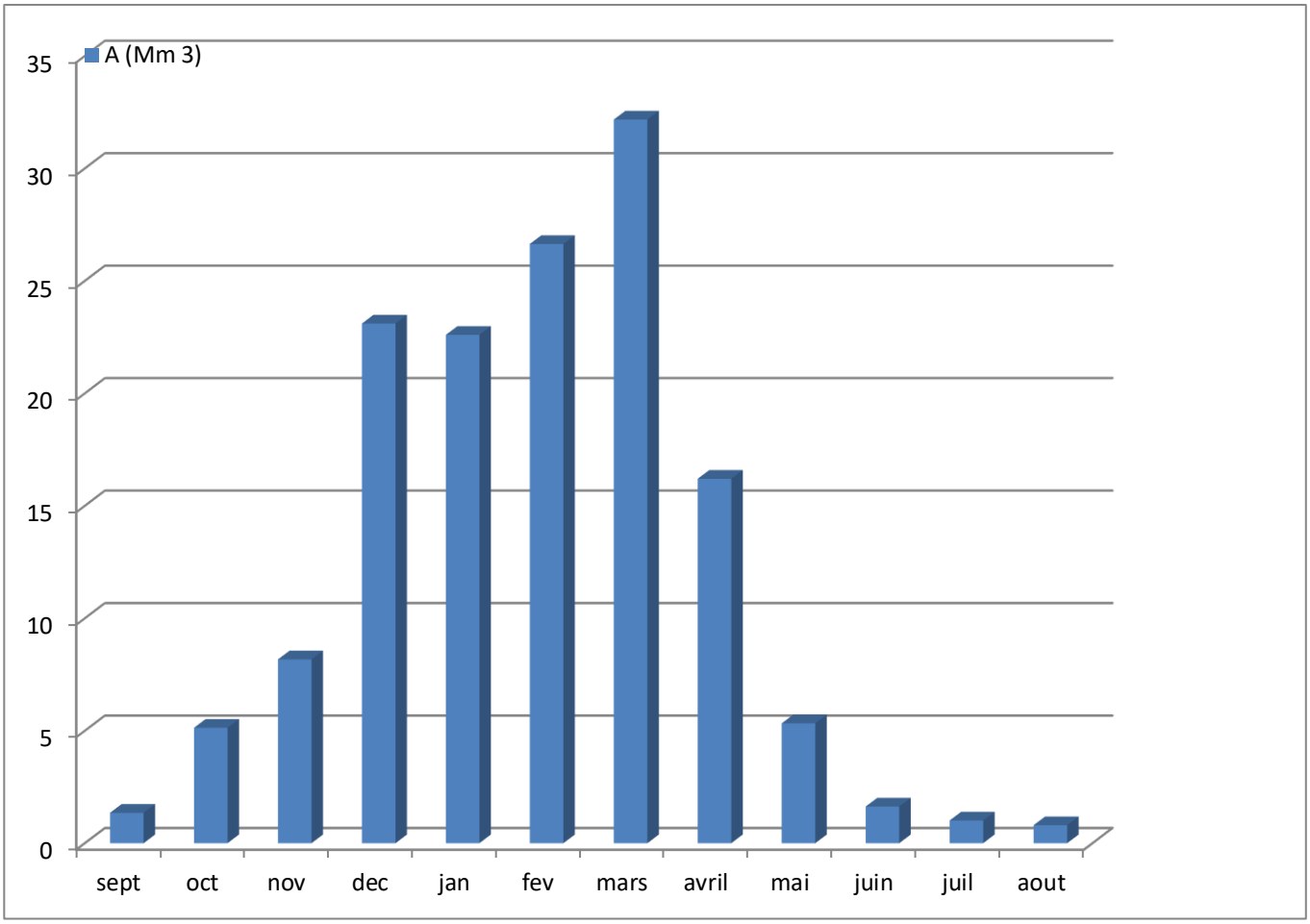
La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : **A80%= 142 Mm^3**

Remplissage garanti de 8 années sur 10.

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

Mois	*Sept*	*Oct.*	*Nov*	*Déc.*	*Jan*	*Févr*	*Mars*	*avril*	*Mai*	*Juin*	*Juil*	*Aou*	Total
A (Mm^3)	1.35	5.13	8.172	23.1	22.6	26.64	32.17	16.2	5.33	1.63	1.01	0.81	***142***
Apport (%)	0.94	3.56	5.67	16.02	15.68	18.48	22.32	11.24	3.7	1.13	0.7	0.56	***100***

Figure I.16 : Répartition mensuelle des apports 80%



I.5.4 Apport solide et l'estimation du volume mort :

A cause de manque des données de mesure du transport solide on a été obliger à accepter toute méthode empirique qui nous permet l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide sur l'Oued Boussiaba.

Ces apports solides dépendent de l'étendue du relief du bassin versant, de la résistance à l'érosion de sol, liée 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.
- en suspension

I.5.4.1 Apport solide en suspension :

A - Formule de Fournier :

$$T_a = \frac{1}{36}\left(\frac{Pm^2}{Pa}\right)^{2.65}\left(\frac{h^2}{s}\right)^{0.46} \quad \text{..... (I.31)}$$

Avec :

Ta : Taux d'abrasion en (t/Km2 /an)
Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux
Pa: Pluie moyenne annuellle
h= 45%(H_{max} - H_{min}) [m];
S: Surface du bassin versant

AN:

h= 0.45* (1300 – 0) = 585

D'où **Ta**= 381.6 t/Km^2an

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments γ_s =1.6 T/m^3. Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_{s=}(Ta * S)/\gamma s = 90399.6 \ m^3/an$$

B - Formule de Tixeront (1960)

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

$$T_a = 92.\ L_e^{0.21} \quad \text{..... (I.32)}$$

T_a = 303.80 T/km^2/an

où:

Ta : Erosion spécifique, T/km^2/an.
L_e : la lame d'eau écoulée en mm.

En tenant compte du poids spécifiques moyen des sédiments γ_s = 1.6 T/m^3. Le volume annuel est exprimé comme suit:

$V_s = \frac{Ta*s}{\gamma s}$ = 71962.9 m^3/an

Tableau (I.25) : récapitulatif de volume annuel moyen

Formule	**Erosion spécifique** (T/Km^2/an)	**Volume annuel moyen (**Km^3/an)
Fournier	381.6	90399.6
Texiront	303.80	71962.9

Résultats et discussion :

On choisit finalement la formule de FOURNIER ou on trouve les plus grandes valeurs.

Le volume mort est égal au produit de l'écoulement moyen interannuel solide par le nombre d'année de la période.

La garde d'envasement (période pendant laquelle la retenue est exploitable) est généralement calculée pour une période de 10 à 50 ans. Prenons 50 ans :

-Pour 15 ans :
$V_{mort} = n.V_s = 15 * 90399.6 = 1.36\ Mm^3$; V_m ,= 1.36 Mm^3

-Pour 30 ans :
$V_{mort} = n.V_s = 30 * 90399.6 = 2.72\ Mm^3$; $V_m = 2.72\ Mm^3$

-Pour 50 ans :
$V_{mort} = n.V_s = 50 * 90399.6 = 4.52\ Mm^3$; $V_m = 4.52\ Mm^3$

I.5.4.2 Le transport solide par charriage :

En général le transport solide par charriage est estimé en Algérie de (30 % à 40%) du transport solide en suspension, donc:

Le transport solide par charriage =40% du transport solide en suspension
Donc Le transport solide par charriage = 1.81 Mm^3
Le volume mort total est estimer alors Vm= 4.52+1.81 = 6.33 Mm^3

Doc le volume mort estimé à 50 ans est de **6.33** Mm^3

I.6. Etude des crues:

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

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

Les paramètres définissants une crue est :

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

I.6.1. *Détermination des débits maximums fréquentiels :*

En l'absence de données pour les débits maximums, pour la détermination des débits de pointe, nous allons procéder à utiliser les formules empiriques puis la méthode GRADEX.

III.6.1.1. Formules empiriques :

a. Formule de Mallet-Gauthier

$Q_{max\,p\,\%} = (2 * k * \log (1+ A\,P_{moy}) * S * \sqrt{1 + 4logT - logS}) / \sqrt{L}$ ..... (I.33)

Avec :

Q max p%: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s).

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

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

L : Longueur du talweg principal (Km).

K : constante dépendant des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin : 1<K<3, on prend K=2 (BV de surface moyenne et pente moyenne).

T : Période de retour (an).

b. Formule de Possenti :

$Q_{max\,p\,\%} = (\mu\, P_{max\,j\%} * S) / L$ ..... (I.34)

Avec :

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

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

µ: Coefficient 700< <800, on prend =750.

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

c. Formule de Turazza :

$Q_{max\,p\,\%} = (C . I_{tc} . S) / 3.6$ ..... (I.35)

Avec :

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

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la période de retour donnée.

Ict : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration (mm/h).

d. Formule de Giandotti :

$Q_{max\,p\,\%} = (C * S * htc, p\% \sqrt{Hmoy - Hmin}) / (4\sqrt{S} + 1.5L)$ ..... (I.36)

Avec :

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

L : Longueur du talweg principal (Km).

h_{moy}: Altitude moyenne (m). h_{min}: Altitude minimale (m).

$h_{tc,p}\%$: Lame d'eau précipitée pour une probabilité donnée et d'une durée égale au temps de concentration des eaux (m).
C : Coefficient topographique variant entre 66 et 176. On prend C=150.

d. Formule de SPEED:
On applique aux pluies de projet calculées à la formule SPEED: (Formule dévelopée par le bureau d'étude PROMON)
Il est manifeste sur trois stations étudiées que la relation SPEED est valide dans cette partie de l'Algérie, et ce à partir du temps de retour 2 ans.
Si l'on tient compte de l'imprécision des données à El Milia, on peut admettre les valeurs trouvées aux eux autres stations. Ces valeurs sont d'ailleurs confirmées par d'autres études effectuées en Algérie:
Po = 30 mm et To = 2 ans

$QT = (S^{0,75}/12)\,(PT - Po)$; si T > 2 ans …….…… (I.37)

Avec : Po = 30 mm et $S^{0.75}/12 = 7.158$

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le tableau :

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000	10000
Formule de MALLETGAUTHIER	269.01	459	902.1	1372.8	1754.2	2245.95	2696.7
Formule de POSSENTI	425.27	702.8	1214.4	1821.97	2336.99	3124.44	3982.89
Formule de Giandotti	222.3	372.14	638.57	934.9	1197.79	1632.42	2088.12
Formule de Turazza	257.87	431.52	740.74	1095.84	1412.95	1909.48	2442.5
Formule de SPEED	449.06	574.8	919.68	1077.75	1193.1	1581	1840.5
Moyenne (m3/s)	324.72	580.52	883.09	1260.66	1579	2098.67	2610.14

Méthode GRADEX
La méthode du Gradex est une approche hydro pluviométrique probabiliste du calcul des débits de crues extrêmes d'une rivière pour des périodes de retour allant de 100 à 10000 ans, elle est développée par Guillot et Duband (1967). Publié par : (CIGB, 1994), (MEDDI & BELHADJ, 2010)
Elle s'applique à des bassins versants de quelques dizaines à plusieurs milliers de km2 (jusqu'à 5000 km2), recevant des pluies relativement homogènes du point de vue spatial.
La méthode est basée sur le processus physique global :
Pluies brutes Pluies efficaces Fonction de transfert volume, point et forme de la crue.
Hypothèses de la méthode
Cette méthode s'appuie sur les hypothèses suivantes:
- les débits maximums recherchés sont provoqués uniquement par des pluies maximales, uniformément réparties sur le bassin. Il n'y a donc pas diverses origines de formation des crues.
- les pluies maximales et les débits correspondants suivent une même loi de distribution statistique, dite des extrême en raison de la nature du phénomène étudié (crues rares). Ceci exprime surtout le fait que le comportement asymptotique des lois de distribution des pluies et des débits est identique. La loi de Gumbel (Gumbel, 1958) est souvent utilisée dans ce but et dans ce cas uniquement, le caractère exponentiel de cette distribution est décrit par la pente de la droite d'ajustement des pluies observées, mesurées sur un diagramme de probabilité adéquat. La pente de cette droite est le gradient de cette distribution exponentielle.

- On admet que la rétention moyenne du bassin versant atteint sa valeur maximale pour une crue décennale Q10 ans.

Remarques:

- Ces trois hypothèses sont vérifiées.
- Si on n'a pas d'enregistrements des crues dans le bassin étudié, on estime par analogie avec d'autre bassin voisins et de même grandeur le temps de base et le débit décennal.

Etapes de la méthode

 Choisir le pas de temps **n heures** (généralement égale à la moyenne des temps de base des hydrogrammes de crues disponibles, Pour la commodité des calculs on retiendra une valeur très arrondie, par exemple 2, 4, 6 ... 48 heures.). Le résultat final, débits de pointe , dépendent peu de h : il suffit de ne pas commettre d'erreur d'ordre de grandeur sur h.

• Ajuster par la loi de Gumbel des pluies maximales journalières.

Calculer le gradex des précipitations **a (pente de la droite de Gumbel)**.

P(mm) = a . μ + b ……... (I.38)

(μ : variable réduite de Gumbel).

• Ajuster de la série des débits observés à la loi de Gumbel et déterminer débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits).

Exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule :

R (mm) = Q (m3/s) * 3,6 * n (heures) / S (km2) ……..……. (I.39)

• Extrapoler de la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) par une droite de pente égale au gradex de la pluie.

Qμ% = a . μ + b' ……..……. (I.40)

Avec : a : le gradex de la pluie

μ : variable réduite de Gumbel (μ= -ln (-ln (F))).

b' = Q10 ans – a . μ(T=10 ans).

Tracer la droite de l'équation (III) sur même graphe que l'ajustement des Pjmax.

Tirer les Q pour chaque période de retour (en mm).

Exprimer ces Q en m3/s par la formule :

Q (m3/s) = Q (mm) * S(km2) / 3,6 * n (heures) ……..……. (I.41)

• Calcul des débits de pointe : Calculer sur les hydrogrammes des crues observées le rapport p égal au rapport débit de pointe sur débit moyen :

P : coefficient de point = Qmax / Qmoy

Qp (m3/s) = Q (m3/s) * P……. (I.42)

Données & Application

1. Ajustement de la série pluviométrique (Pjmax) de la station de JIJEL SECTEUR 030301(la station quand a favorisé les résultats de l'ajustement des deux series) à la loi de Gumbel : En utilisant le logiciel HYFRAN.

2. Détermination du gradex : d'après l'HYFRAN, l'équation de la droite de Gumbel est :

P = 15.85 * μ + 67.85……... (I.43)

Le Gradex est donc :

A = 15.85 mm

3. Choix du pas de temps :

Après l'examen des enregistrements des crue de la station de JIJEL SECTEUR (030301), on a estimé le temps de base par :

N = 24 h

4. L'ajustement de la série des débits maximaux journaliers de la station d'oued missa (Tableau 2, Annexe 2) à la loi de Gumbel nous a donné :

$$Q_{10\ ans\ (OUED\ MISSA)} = 464\ m3/s$$

$$Q_{10\ ans\ (KISSIR)} = Q_{10\ ans\ (oued\ missa)} * S_{Boussiaba} / S_{Bassin\ d'oued\ missa} = 464 * (379 / 316)$$

$$Q_{10\ ans\ (KISSIR)} = 556.5\ m^3 / s$$

5. $R_{10\ ans}$ (mm) = $Q_{10\ ans}$ (m^3/s) * 3,6 * n (heures) / S (km^2)…….…… (I.44)
= 556.5 * 3,6 * 24 / 379 = 126.86 mm

6. On fait l'extrapolation des débits au-delà du débit décennal :
$Q_{\mu\%} = a . \mu + b'$…….. (I.45)
a : le gradex = 15.85 mm.
μ : variable réduite de Gumbel (μ= -ln (-ln (F))).
$b' = Q_{10\ ans} - a. \mu_{(T=10\ ans)}$ avec F=1-1/10 = 0,9 ; d'où : μ = 2,25
= 126.86 – 15.85*2.25 = 91.2
Donc : l'équation du débit est :
$Q_{extrapolé}$ (mm) = 15.85 * μ + 91.2……..…...……. (I.46)

7. On trace cette équation sur même graphe que celui de l'ajustement des Pjmax, Pour chaque période de retour, on tire on tire le débit en (mm) et on les exprime en (m3/s) en utilisant la formule I.41.

8. Calcul des débits de pointe :
L'analyse des enregistrements des débits de la station hydrométrique de oued missa nous a permis d'estimer le coefficient de pointe suivant :
$P = Q_{max} / Q_{moy} = 2.3$

Donc on multiplie tous les débits extrapolés par le coefficient de point P pour obtenir les débits maximums pour chaque période de retour.
Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :
Tableau I.24 Débits de pointe par la méthode GRADEX

T (ans)	**F(x)** [-]	**U** [-]	$\mathbf{Q_T}$ (m^3 / s)	$\mathbf{Q_p}$ (m^3 / s)
10	0.9	2.25	556.6	1280.1
20	0.95	2.97	626.5	1440.9
50	0.98	3.90	730.8	1680.8
100	0.99	4.6	799.2	1838.2
1000	0.999	6.91	1033.2	2376.4
10000	0.9999	9.21	1267.2	2914.56

- Interprétation :

✓ On remarque une grande différence entre les valeurs obtenues par les formules empiriques.
✓ Les débits calculés par la méthode de GRADEX sont plus proches à la moyenne des débits calculés par les formules empiriques(surtout pour les grandes périodes de retour), donc nous optons les valeurs obtenues par la méthode du GRADEX qui semble plus représentative pour les périodes de retour plus grand que 50 ans et la moyenne des formule empiriques pour T ≤ 50 ans.

Tableau I.25 Les valeurs des débits de pointe optées

Période de retour	10	20	50	100	1000	10000
Débit (m3/s)	580.53	883.09	1260.66	1838.2	2376.4	2914.56

I.6.2 Hydrogramme de crue :

I.6.1.1 Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski :

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

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

Pour le tracer de l'Hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculées à partir des temps de montée et de la décrue.

a) Pour le temps de la montée:

$$Qm = Qmax \left(\frac{T}{Tm}\right)^{x} \quad \ldots\ldots\ldots\

Tableau I.26 : Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue δ :

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

Les Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le tableau I.28 et la Figure (I.18)

Figure I.18 Les Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour

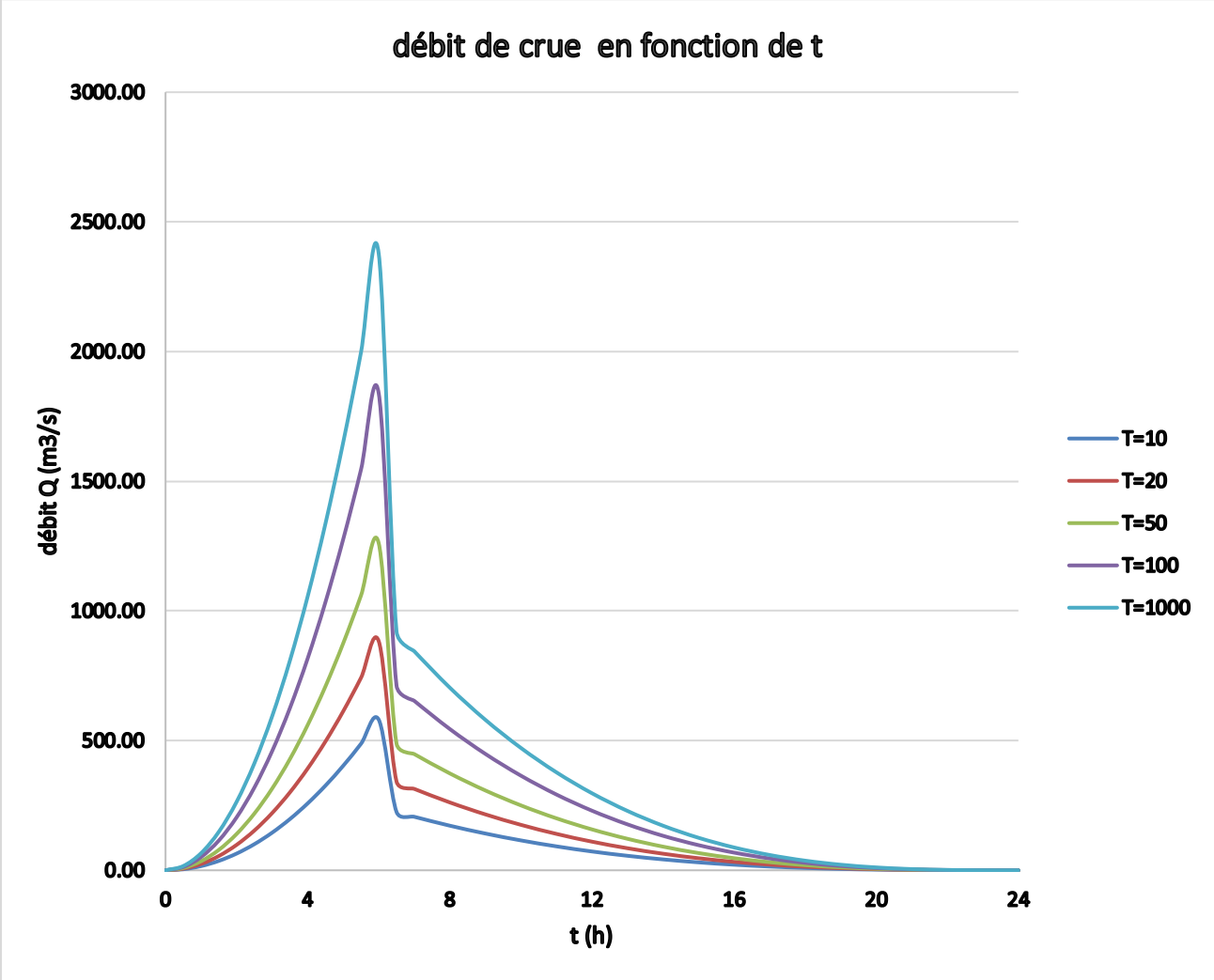


Tableau I.27 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps :

T (h)	Q0,1 (m^3/s)	Q0,05(m^3/s)	Q0,02(m^3/s)	Q0,01(m^3/s)	Q0,001(m^3/s)
0	0	0	0	0	0
0,5	4,03145833	6,13256944	8,75458333	12,7652778	16,5027778
1	16,1258333	24,5302778	35,0183333	51,0611111	66,0111111
1,5	36,283125	55,193125	78,79125	114,8875	148,525
2	64,5033333	98,1211111	140,073333	204,244444	264,044444
2,5	100,786458	153,314236	218,864583	319,131944	412,569444
3	145,1325	220,7725	315,165	459,55	594,1
3,5	197,541458	300,495903	428,974583	625,498611	808,636111
4	258,013333	392,484444	560,293333	816,977778	1056,17778
4,5	326,548125	496,738125	709,12125	1033,9875	1336,725
5	403,145833	613,256944	875,458333	1276,52778	1650,27778
5,5	487,806458	742,040903	1059,30458	1544,59861	1996,83611
6	580,53	883,09	1260,66	1838,2	2376,4
6,5	225,06351	342,361868	488,740573	712,644902	921,297653
7	206,318279	313,847018	448,034041	653,289685	844,564034
8	172,008889	261,656296	373,528889	544,651852	704,118519
9	141,730957	215,598145	307,77832	448,779297	580,175781
10	115,232517	175,289277	250,235174	364,87419	471,704398
11	92,2616037	140,346407	200,352287	292,138701	377,672946
12	72,56625	110,38625	157,5825	229,775	297,05
13	55,89449	85,0255201	121,37865	176,985258	228,804138
14	41,9943576	63,8809317	91,1935764	132,971644	171,903935
15	30,6138867	46,5691992	66,4801172	96,9363281	125,317969
16	21,5011111	32,707037	46,6911111	68,0814815	88,0148148
17	14,4040647	21,9111596	31,2793967	45,6092737	58,9630498
18	9,07078125	13,7982813	19,6978125	28,721875	37,13125
19	5,2492947	7,98511646	11,399197	16,6214554	21,4879919
20	2,68763889	4,08837963	5,83638889	8,51018519	11,0018519
21	1,13384766	1,72478516	2,46222656	3,59023438	4,64140625
22	0,33595486	0,51104745	0,72954861	1,06377315	1,37523148
23	0,04199436	0,06388093	0,09119358	0,13297164	0,17190394
24	0	0	0	0	0

.

I.6.2 Choix de la crue de projet :

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

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

Rappelons qu'une petite submersion d'un barrage en terre engendre la rupture totale de celui-ci, contrairement aux barrages en béton ou en peut faire des réparations lors d'un passage d'une crue exceptionnelle.

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

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

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

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

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques des crues à l'aval.

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

Crue de projet recommandée

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

Selon les directives suisses, la crue de projet est déterminée pour une période de retour de 1000 ans.

Donc pour un débit qui vaut $\mathbf{Q_{0.1\%} = 2376.4\ (m^3/s)}$

.

I.6.3 Choix de la crue de chantier :

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

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

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

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

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

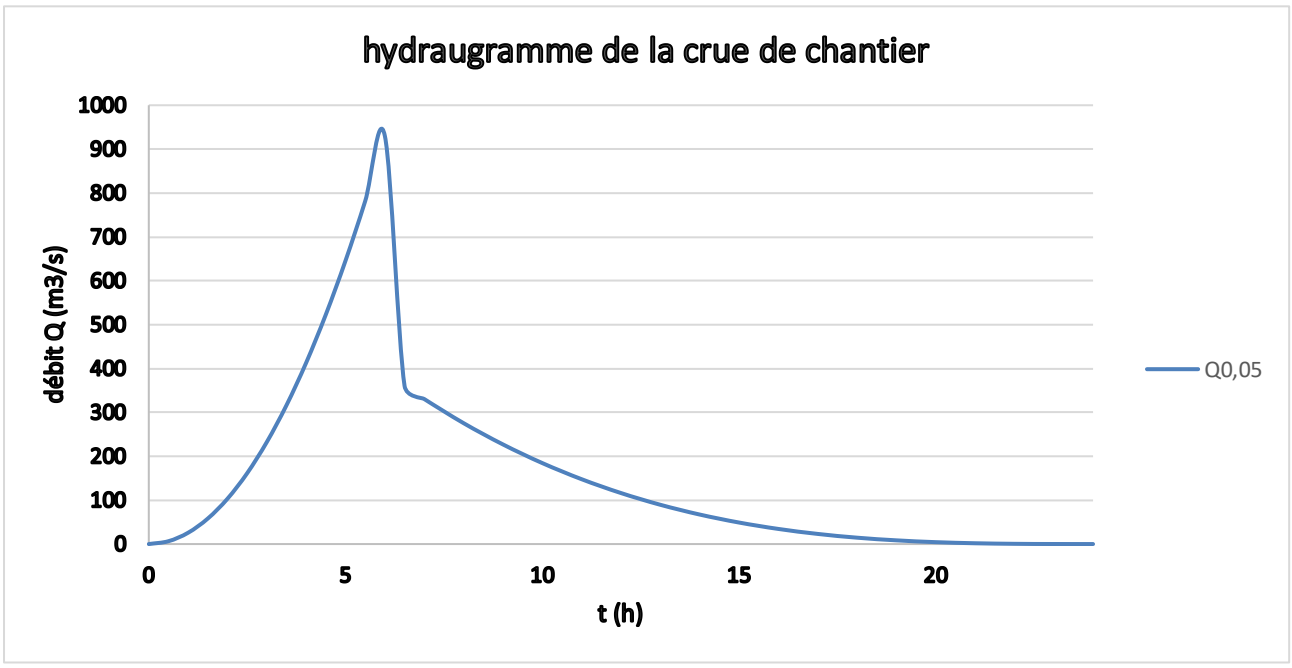


Figure I.19 : L'Hydrogramme de la crue de chantier

Donc vu toutes ces exigences je vais choisir la crue (20 ans) pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.

$$\mathbf{Q0.05 = 883.09\ m^3/s}$$

I.7 Régularisation :

La régularisation a pour objectif la détermination de la capacité optimale de la retenue et le niveau correspondant qui permettent de réguliers les débits de barrage afin de satisfaire les besoins en AEP et l'irrigation avec le moindre risque de défaillance possible.

Deux types de régularisation existent :

- ✓ La régularisation saisonnière.
- ✓ La régularisation interannuelle.

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

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

Les paramètres indispensables au calcul de la régularisation sont :

- La répartition mensuelle de l'apport A80%.
- La répartition mensuelle de la demande en eau.
- La répartition mensuelle de l'évaporation et l'infiltration.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

Tableau I.28 Répartition mensuelle de l'apport 80%

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Févr	Mars	avril	Mai	Juin	Jui	Aou	Total
A (Mm^3)	1.35	5.13	8.172	23.1	22.6	26.64	32.17	16.2	5.33	1.63	1.01	0.81	***142***
Apport (%)	0.94	3.56	5.67	16.02	15.68	18.48	22.32	11.24	3.7	1.13	0.7	0.56	***100***

Tableau I.29 Répartition mensuelle des besoins.

Mois	sept	oct	nov	dec	janv	fevr	mars	avr	mai	juin	juil	aout	total
Besoin Mm^3	16.32	13.238	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	18.42	18.42	21.3	21.3	116.8
Besoin %	13.98	11.34	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	15.77	15.77	18.24	18.24	100

Courbe capacité hauteur :

Tableau I.30 : Cordonnées des courbes capacité – hauteur - surface

Hauteur (NGA)	Surface (Km^2)	Volume (hm^3)
95	17.49	366.5
90	14.67	286.1
85	11.55	220.5
80	9.43	168.1
75	7.79	125.0
70	6.14	90.2
65	4.83	62.8
60	3.81	41.2
55	2.99	24.1
50	2.26	11
45	1.01	2.8
40	0	0

I.7.1. Calcul de volume utile :

Pour calculer le volume utile du barrage on a besoin de :

- ✓ L'apport annuel A80%.
- ✓ La consommation totale.
- ✓ Le volume mort de la retenue.

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

- **Procédé de calcul:**

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

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

Les calculs se font comme suit : $Vrf = Vri + (W-U)$.

Avec :

Vrf : Volume de remplissage final
Vri : Volume de remplissage initial
S : Volume excédentaire à évacuer

I.7.1.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normale d'exploitation c'est-à-dire la cote au niveau normale de la retenue NNR

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

- ✓ **1ère Consigne d'exploitation :**

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues et à restituer après. L'excèdent d'eau est déversé par l'évacuateur de surface.

- On fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'en doit pas dépasser.

- ✓ **2ème Consigne d'exploitation :**

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface.

Remplir et ensuite restituer au consommateur

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

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

Mois	A 80%	U80 %	A 80%-U80%	1ère consigne			2eme consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Nov	8.172	1.3	6.872		6.33			6.33	
				13.202	13.202		-21.02	6.33	27.35
Déc	23.1	1.3	21.8						
				35.002	35.002		-14.148	6.33	0
Jan	22.6	1.3	21.3						
				56.302	56.302		7.652	7.652	
Fév	26.64	1.3	25.34						
				81.64	81.64		28.952	28.952	
Mar	32.17	1.3	30.87						
				100.06	112.51	12.45	54.292	54.292	
Avr	16.2	1.3	14.9						
				100.06	114.96	14.9	85.162	85.162	
Mai	5.33	18.42	-13.09						
				87.51	87.51		100.06	100.06	
Jun	1.63	18.42	-16.79						
				70.72	70.72		86.97	86.97	
Juil	1.01	21.3	-20.29						
				50.23	50.23		70.182	70.182	
Aou	0.81	21.3	--20.49						

Aou	0.81	21.3	-20.49	29.74	29.74		49.982	49.892	
Sep	1.358	16.32	-14.962	14.778	14.778		29.402	29.402	
Oct	5.13	13.238	-8.108	6.33	6.33		14.44	14.44	
						27.35	6.33	6.33	27.35

Du tableau (I.29) on à:

$Vs = 116.8\ Mm^3$

$V_d = 100.06\ Mm^3$.

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

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

Vu=100.06 **Mm^3**

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = Vu + Vm$$

V_{NNR}=106.39 Mm^3

I.7.1.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

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

A - Pertes par évaporation :

On a:

$$V_{ep} = E_s * S_{moy} \text{.....(I.48)}$$

V_{ep} : volume perdu a cause de l'évaporation.
E_s : Evaporation mensuelle (m).
S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen (V_{moy}).

V_{moy} : Volume moyen, ou : $V_{moy} = (V_{rf,i} + V_{rf,i+1}/2)$

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

B - Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$V_{inf} = \delta * V_{moy}/100$……..……(I.49)

V_{inf} : volume perdu à cause de l'infiltration.
δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau I.32 : Les volumes des pertes dans la retenue :

Mois	Vmoy	S moy	Es	Vep	V inf	pertes
Oct	9.27	0.84	0.062	0.052	0.061	0.113
Nov	17.13	1.49	0.048	0.072	0.124	0.196
Déc	39.865	3.74	0.043	0.161	0.306	0.467
Jan	74.545	4.31	0.04	0.172	0.584	0.756
Fév	112.16	6.72	0.045	0.302	0.884	1.187
Mar	140.885	6.9	0.062	0.428	1.114	1.542
Avr	149.13	7.03	0.072	0.506	1.180	1.686
Mai	139.69	6.88	0.09	0.619	1.105	1.724
Jun	114.72	6.8	0.126	0.857	0.905	1.762
Jul	78.615	4.39	0.171	0.751	0.616	1.367
Aou	41.835	3.85	0.161	0.620	0.322	0.942
Sep	16.115	1.44	0.111	0.160	0.116	0.276

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes sont donnés dans le

Tableau (I.33) ci-dessous :

Tableau I.33: Régularisation saisonnière on tenant compte des pertes en (Mm3).

Mois	A 80%	U80%	Pertes	A 80%-U80%	1ère consigne			2eme consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Nov	8.172	1.3	0.178	6.694		6.33			6.33	
Déc	23.1	1.3	0.368	21.432	13.024	13.024		-8.475	6.33	14.805
Jan	22.6	1.3	0.681	20.619	34.456	34.456		-1.781	6.33	0.00
Fév	26.64	1.3	0.993	24.347	55.075	55.075		19.651	19.651	0.00
Mar	32.17	1.3	1.261	29.609	79.422	79.422		40.27	40.27	
Avr	16.2	1.3	1.412	13.488	107.714	109.031	1.317	64.617	64.617	
Mai	5.33	18.42	1.380	-17.47	107.714	121.202	13.488	94.226	94.226	
Jun	1.63	18.42	1.223	-18.013	90.244	90.244		107.714	107.714	
Jun	1.01	21.3	0.980	-21.27	72.231	72.231		90.244	90.244	
Aou	0.81	21.3	0.609	-21.099	50.961	50.961		72.231	72.231	
Sep	1.36	16.32	0.261	-15.223	29.862	29.862		50.961	50.961	
Oct	5.13	13.238	0.094	-8.202	14.629	14.629		29.862	29.862	
					6.33	6.33		14.629	14.629	
							14.805	6.33	6.33	14.805

Du tableau (I.33) : on a

Vs = 114.58 Mm^3
Vd = 107.714 Mm^3.

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

Vs>Vd D'ou : Vu = Vd Alors : Vu=107.714 Mm^3
Le volume normal de la retenue sera :
V_{NNR} = Vu + Vm V_{NNR}=114.044 Mm^3

Donc le volume utile saisonnier est de **107.714 Mm^3**

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

NIVEAU NNR = **73.4 m.NGA**

I.7.2. Laminage des crues

Le calcul de laminage des crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement, ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et les débits progressifs de déversement en fonction de l'apport entrant de la crue.

I.7.2.1 Principe de laminage

Volume entrant = volume emmagasiner + volume sortant

$Q.dt = q.dt + S.dh$

Où : Q: le débit entrant de la crue.
q: le débit déversé par l'évacuateur de crue.
S :la surface du plan d'eau de la cuvette.
Le débit cumulé à l'instant t est:

$Q - q = S. (dh / dt)$

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

I.7.2.1 Méthode de Muskingum :

I.7.2.1.1. *Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière*

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

$$\frac{\partial Q}{\partial T} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A}\right) + gA\frac{\partial y}{\partial x} = gA\left(S_0 - S_f\right) + q\frac{Q}{A} \quad \text{.....(I.50)}$$

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

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad \text{.....(I.51)}$$

En plus des notations habituelles, q désigne dans ces équations le débit latéral par unité de longueur du tronçon de rivière, débit qui entre dans le tronçon ou en sort.
La signification des cinq termes de l'équation(I.50) est la suivante :
a) Le terme 1 représente l'accélération temporelle locale. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue. A titre d'exemple, si le débit de crue augmente de 1 m3 /s à 2m3 /sen une heure, ce terme vaut (1 m3 /s - 2m3 /s) / 3600s =0 ,000277m3 /s. L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.
b) Le terme 2 représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement). En absence de changement de section ce terme peut être négligé.
c) Le terme 3 traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x.
d) Le terme 4 exprime les forces de gravité (So) et les forces de frottement (Sf).
e) Le terme 5 exprime l'apport ou ma perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

La résolution des équations 1 et 2est faisable mais pose parfois des difficultés d'ordre pratique et numérique (Cunge et Wegner 1964). On a ainsi souvent cherché à simplifier ce système selon les applications et les contextes.
D'après plusieurs études (Cunge et al. 1980), les trois premiers termes de l'équation I.50 peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation I.50 devient en l'absence d'apport de débit latéral :

$S_0 = S_f$ …….(I.52)

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

$I - O = \frac{ds}{dt}$ ……(I.53)

Ou : (INPUT ou Inflow) désigne le débit d'entrée QE.
(OUTPUT ou Outflow) désigne le débit de sortie Qs.
S désigne l'emmagasinement d'eau dans le tronçon.
L'équation I.53 exprime tout simplement le principe de conservation de la masse ? Le taux de variation de l'emmagasinement est égal à la différence entre les débits entrant et sortant.
Après intégration entre deux instants assez rapprochés t1 et t2, l'équation I.53 s'écrit :

$\Delta S = S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1+I_2}{2} - \frac{O_1+O_2}{2}\right) \Delta t$……(I.54)

La résolution du problème consiste à déterminer O_1, O_2 connaissant. L'équation I.54 ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emmagasinement pour déterminer S_2 et S_1 .

I.7.2.1.2. Principe de la méthode de solution

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

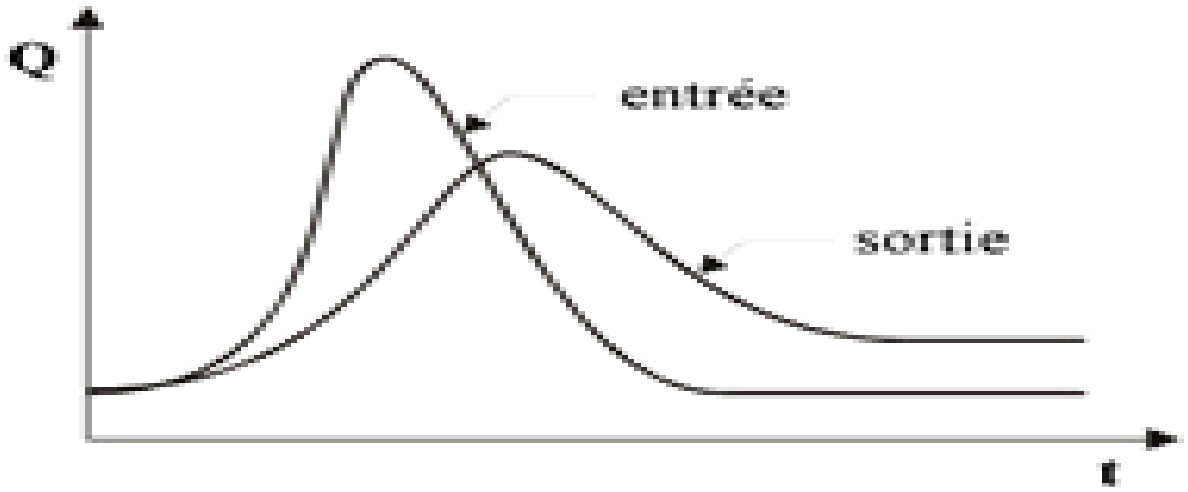


Figure **I .20 :** Laminage à travers un barrage

Pour traduire le bilan d'eau, l'équation I.54 s'applique encore. Elle peut être réécrite :

$\frac{2 S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{2 S_2}{\Delta t} + O_1 - 2 O_1$ …… (I.55)

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue [$2S_2 / \Delta t + O_2$] en fonction d'autres quantités toutes connues qui figurent dans le membre de droite . rappelons que les indices 1 et 2 désignent respectivement le début et la fin d'une intervalle de temps I_1, I_2 qui représentent les débits d'entrée au début et à la fin de l'intervalle , sont connus car l'hydrogramme d'entrée du réservoir est supposé connu à tous les instants .S_1 et O_1 sont connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue, et sont connus à cause récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.
La question qui se pose est : comment calculer le débit de sortie O_2 à partir de la quantité connue [$2S_2 / \Delta t + O_2$]?
Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique $\frac{2 S}{\Delta t} + O = f(O)$
Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir. Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation.
Comme il sera démontré dans les deux prochains paragraphes, le stockage S et le débit de sortie dépendent de la profondeur h dans le réservoir. On se donne arbitrairement un certain nombre de valeurs de h pour couvrir adéquatement les plages de variation en période de crue et on construit le tableau suivant :
Tableau I.34 : Valeurs de h et les plages de variation en période de crue

h_1	S_1	O_1	$\frac{2 S_1}{\Delta t} + O_1$
h_2	S_2	O_2	$\frac{2 S_2}{\Delta t} + O_2$
h_3	S_3	O_3	……..
……	……	……	$\frac{2 S_3}{\Delta t} + O_3$
h_n	S_n	O_n	

Les deux dernières colonnes du tableau permettent de tracer la fonction cherchée : $\frac{2S}{\Delta t} + O = f(O)$

I.7.2.1.3.Calcul du débit de sortie :

Il y a plusieurs types d'évacuation de l'eau des réservoirs. Globalement, on peut pratiquement tous les intégrer dans l'une ou l'autre des deux familles suivantes :
1) Evacuation a surface libre par un déversoir. Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme :

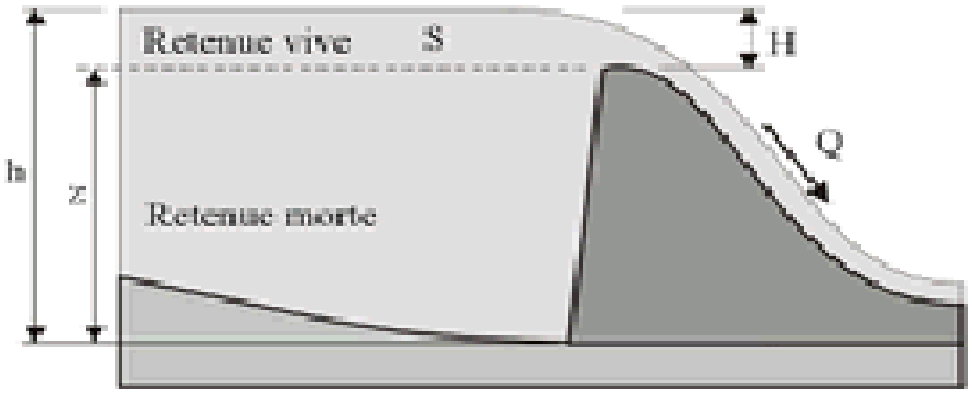


Figure I.21 : Evacuateur à surface libre à entonnement frontal

$Q=C*B*H^{3/2} = CB\,(h-z)^{3/2}$ ……...……..……. (I.56)
ou : C :c'est une constante qui tient compte de la forme du déversoir
B :est la largeur de déversoir
H : est la charge au-dessus de la crête z en avant du déversoir,
h: est la profondeur d'eau en amont du déversoir.
2) Evacuation par le fond à travers une vanne ou un orifice le débit se calcule alors par une relation de la forme :
$Q= mA\sqrt{2gH}$……...……..…….…….. (I.57)

Ou : m : est une constante de débit
A :est la section d'écoulement
h : est la hauteur d'eau à partir du centre de la section d'écoulement jusqu'à la surface libre.

III.9.1.1.3 Calcul du volume stocké

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

S=Ah ……...……..…… (I.58)

Ceci est le cas pour certains bassins de rétention artificiels construis en milieu urbain.
Pour les réservoirs naturels, les berges ne sont pas verticales .les courbes d'emmagasinement se présentent alors sous la forme :

$S=a_0+a_1h+a_2h^2+a_3h^3+\ldots+a_nh^n$ ……...……..…….. (I.59)
Les coefficients a_0, a_1, a_2,……, a_n qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevés géodésiques sur le fond et les berges.
Que la section soit constante ou variable avec la profondeur, la connaissance de h permet de déterminer le volume stocké.

III.9.1.2 *Application de la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir b=50 m*

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :
$Q= mb\sqrt{2g}\,H^{3/2}$ ……...……..…..……..… (I.60)
Pour b= 50 m et m = 0,49 : $Q= 108.52\,H^{3/2}$

La courbe surface –hauteur peut être modélisée par l'équation avec un coefficient de corrélation r =0.999 entre les altitudes 40 m NGA et 95 m NGA.

$S(Km^2)= 0.004\,H^2- 0.254\,H + 4.166$

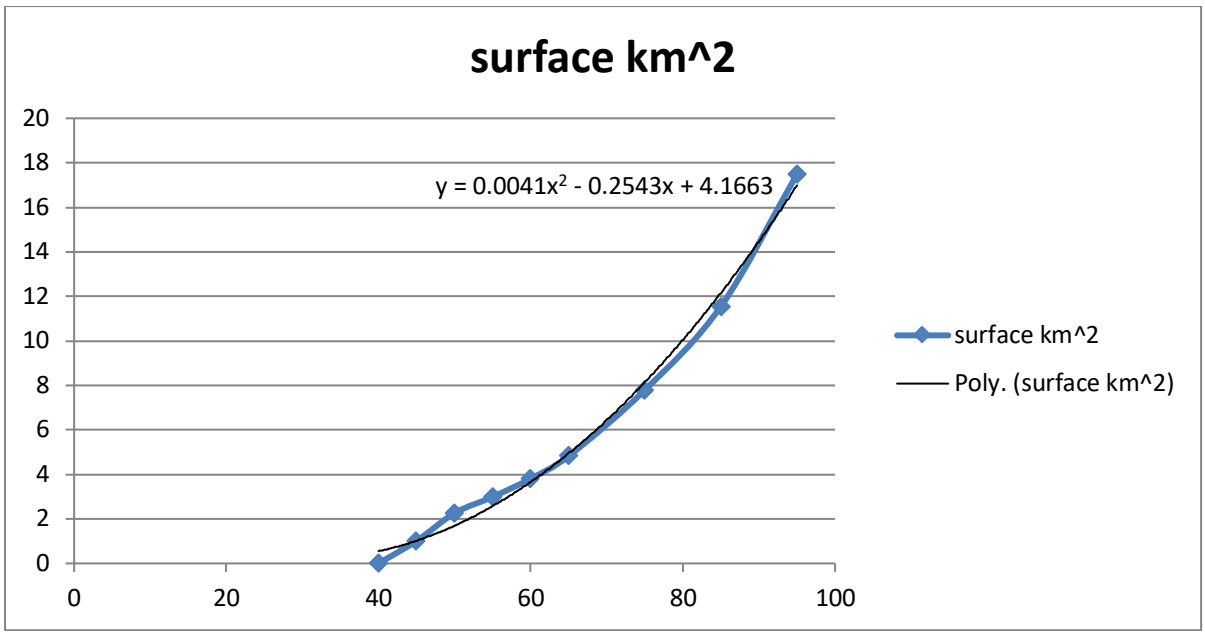


Figure I.22 Modélisation de la courbe surface-hauteur

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage
f(Qs) = (2S/Δt+Qs) :
Initialement le débit de sortie Qs = 0 m³/s et la hauteur H= 0m, le volume stocké Vs =0m³.

La valeur maximal de débit d'entrée Qe =2376.4 m³/s nous donne la plage à couvrir avec le variable H soit : Hmax = 7.8 m.
Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau
Tableau I.35 Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour b=50 m.

H (m)	**Cote (mNGA)**	**Q (m³/s)**	**S (m³)**	**2S/Δt+Qs**
0	73.4	0	0	0
1	74.4	108.521	7.41	4225,09878
2	75.4	306.944	15.51	8923,65485
3	76.4	563.892	24.32	14077,625
4	77.4	868.168		19689,1458
5	78.4	1213.302	44.19	25765,0794
6	79.4	1594.926	55.3	32314,3931
7	80.4	2009.837	67.2	39347,2148
7.83	81.23	2376.4	77.72	45559,414

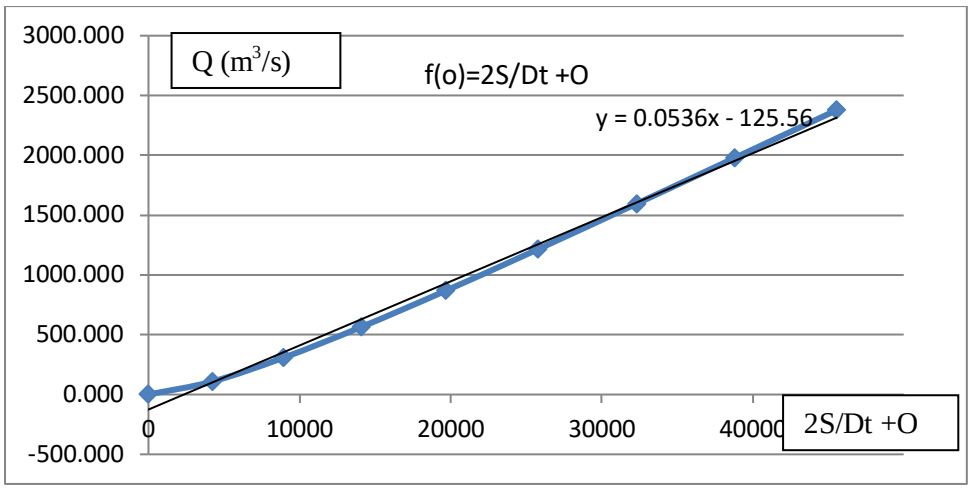


Figure I.23 Courbe caractéristique du barrage pour b=50 m.

Utilisons la courbe caractéristique du barrage et l'équation :

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

On détermine l'hydrogramme des débits de sortie

Tableau I.36 Calcul de l'hydrogramme de sortie pour b=50 m.

T(h)	I	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	O
0	0	0	0	0	0
1	66,01	66,01	66,01	61,547724	2,231138
2	264,04	330,05	391,597724	365,125718	13,2360031
3	594,1	858,14	1223,26572	1140,57296	41,3463813
4	1056,17	1650,27	2790,84296	2602,18197	94,3304919
5	1650,27	2706,44	5308,62197	4949,75913	179,431423
6	2376,4	4026,67	8976,42913	8369,62252	303,403304
7	844,56	3220,96	11590,5825	10807,0591	391,761689
8	704,12	1548,68	12355,7391	11520,4912	417,623983
9	580,18	1284,3	12804,7912	11939,1873	432,801942
10	471,7	1051,88	12991,0673	12112,8711	439,098074
11	377,67	849,37	12962,2411	12085,9936	438,123751
12	297,05	674,72	12760,7136	11898,0894	431,312121
13	228,804	525,854	12423,9434	11584,0848	419,929287
14	171,9	400,704	11984,7888	11174,6171	405,085862
15	125,32	297,22	11471,8371	10696,3409	387,748094
16	88,01	213,33	10909,6709	10172,1772	368,746877
17	58,96	146,97	10319,1472	9621,57281	348,787174
18	37,13	96,09	9717,66281	9060,7488	328,457003
19	21,49	58,62	9119,3688	8502,89947	308,234666
20	11	32,49	8535,38947	7958,39714	288,496164
21	4,64	15,64	7974,03714	7434,99223	269,522455
22	1,375	6,015	7441,00723	6937,99514	251,506045
23	0,172	1,547	6939,54214	6470,4291	234,556524
24	0	0,172	6470,6011	6033,18846	218,706317

Le calcul de l'hydrogramme laminé pour les déférentes largeurs b de 40 à 100 m est donné dans le **tableau**

	Hydrogramme d'entré		B =	40	50	60	70	80	90	100
T(h)	I	I1+I2	Hd =	2.55	2.53	2.49	2.42	2.353	2.27	2.19
0	0	0	0		0	0	0	0	0	0
1	2,8	2,8	1,690		2,231	2,766	3,294	3,809	4,317	4,819
2	11,2	14	10,053		13,236	16,363	19,435	22,413	25,338	28,209
3	25,19	36,39	31,506		41,346	50,948	60,316	69,341	78,146	86,735
4	44,78	69,97	72,140		94,330	115,825	136,645	156,560	175,852	194,541
5	69,97	114,75	137,731		179,431	219,519	258,059	294,654	329,852	363,708
6	100,76	170,73	233,762		303,403	369,840	433,236	492,990	550,051	604,554
7	137,14	237,9	304,250		391,762	473,806	550,725	621,949	688,755	751,419
8	169,12	306,26	328,319		417,624	498,991	573,042	639,535	699,950	754,765
9	197,48	366,6	344,387		432,802	510,987	579,939	639,836	692,390	738,324
10	226,7	424,18	**353,683**		**439,098**	**512,240**	**574,550**	**626,693**	**670,618**	**707,316**
11	279,88	506,58	357,318		438,124	504,903	559,593	603,381	638,450	666,051
12	338,66	618,54	356,296		431,312	490,863	537,414	572,682	599,067	618,063
13	403,03	741,69	351,515		419,929	471,762	510,020	536,936	555,100	566,213
14	473	876,03	343,776		405,086	449,018	479,115	498,095	508,699	512,797
15	420,5	893,5	333,783		387,748	423,844	446,131	457,764	461,600	459,626
16	372,03	792,53	322,155		368,747	397,264	412,252	417,247	415,174	408,093
17	327,43	699,46	309,423		348,787	370,132	378,443	377,577	370,481	359,241
18	286,56	613,99	296,041		328,457	343,141	345,470	339,549	328,307	313,806
19	249,23	535,79	282,384		308,235	316,842	313,917	303,747	289,198	272,270
20	215,29	464,52	268,758		288,496	291,652	284,209	270,570	253,496	234,890
21	184,59	399,88	255,398		269,522	267,867	256,626	240,248	221,361	201,738
22	156,95	341,54	242,475		251,506	245,671	231,314	212,871	192,801	172,723
23	132,22	289,17	230,100		234,557	225,149	208,306	188,395	167,683	147,619
24	110,23	242,45	218,323		218,706	206,289	187,526	166,664	145,762	126,079

Tableau I.37 Hydrogramme d'entré et les hydrogrammes de sorties

Tableau I.38 Tableau récapitulatif des résultats de laminage

B (m)	**Hd (m)**	**NPHE (m NGA)**	**$q_{laminé}$ (m^3/s)**
40	2.55	82.48	353.683
50	2.53	81.23	439.098
60	2.49	80.33	512.240
70	2.42	79.65	574.55
80	2.353	79.12	626.693
90	2.27	78.69	670.618
100	2.19	78.33	707.316

I.7.3. Etude d'optimisation :

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

I.7.3. 1. Calcul de la revenche

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la coute des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues, de la vitesse du vent et la vitesse de propagation des vagues dans le barrage. La revenche minimal est calculé par la relation suivante :

$R = H + \frac{V^2}{2g}$……..(I.61)

La hauteur des vagues est éstimé à l'aide des formules suivantes :

a) Formule de STEVENSON-AILLARD

$H=0.75+0.34\ F^{0.5}-0.26\ F^{0.25}$…… (I.62)

Avec : F : le fetch F=3.83 Km.

b) Formule de MOLITOR

$H=0.75+0.032(U.F)^{0.5}-0.27F^{0.25}$……. (I.63)

Avec : U : vitesse de vent. U = 15.7Km/h.

c) Formule de MALLET-PAQUENT

$H=0.5+0.33F^{0.5}$……(I.64).

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la relation de Gaillard :

V=1,5+2H……..……(I65)

H : hauteur des vagues (m).

Tableau I.39: Résultats de calcul de la revenche par les différentes formules

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
STEVENSON-AILLARD	1.05	3.6	1.71
MOLITOR	0.63	2.75	1.02
MALLET-PAQUANT	1.14	3.78	1.87
Formule simplifiée	**R = 1 + 0,3· F**		1.60

Pour des raisons de sécurité on prend : R = 1.9 m

I.7.3.2 Calcul de largeur en crête :

La largeur en crête peut être calculée par les formules suivantes :

Formule de KNAPEN : $b_{cr} = 1.65 * \sqrt{Hb}$……..……(I.66)

Formule de F-PREECE: $b_{cr} = 1.1 * \sqrt{Hb} + 1$……..……(I.67)

Formule simplifiée : $b_{cr} = 3.6 * \sqrt[3]{Hb} - 3$……..……(I.68)

Formule pratique : $b_{cr} = \frac{5}{3} * \sqrt{Hb}$……..……(I.69)

Avec :

Hb : hauteur du barrage (m)

Hb = NNR – Cf + Hd + R + t

NNR : niveau normal de retenue (73.40 m).
Cf : cote de fond du barrage. (Cf=29 m)

Hd : hauteur déversante (m)

R : la revenche. (R=1.9 m).

t : tassement (m).

Le tassement est calculé par la formule suivante :

$t = 0{,}015 * H_b$ .....(I.70)

D'où : t = 0.73

Tableau I.40 Calcul de largeur en crête pour les différentes largeurs du barrage.

B (m)	H_b	KNAPPEN	PREECE	Formule Pratique	Formule Simplifiée	Moyenne
40	49.58	5.4	4.01	5	6.12	5.13
50	49.56	5.38	3.99	4.98	6.10	5.08
60	49.52	5.36	3.97	4.96	6.08	5.06
70	49.45	5.34	3.96	4.94	6.05	5.03
80	49.38	5.32	3.94	4.93	6.04	5.02
90	49.30	5.31	3.92	4.91	6.02	5.00
100	49.22	5.29	3.91	4.89	5.99	4.98
120	49.08	5.25	3.88	4.85	5.91	4.972

La largeur en crête adapté est de : $\mathbf{b_{cr}}$= 5 m

I.7.3.3. Calcul du coût approximatif de la digue :

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

$Vb = \sum Vi$ .....(I.71)

Avec : $Vi = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * L$ ..... (I.72)

Vi : le volume de barrage à la cote i
Li : distance entre deux coupes voisines
Si : section transversale correspondante à la coupe i, donnée par la formule :

$Si = \frac{b + Bi}{s} * Hi$ ..... (I.73)

Bi : largeur de base, donnée par : $Bi = (m_1+m_2)Hi + b$ ..... (I.74)

m_1, m_2 : fruits de talus amont et aval du barrage. (m_1= 3, m_2=2)

Hi : hauteur de la tranche au point i, donnée par :
Hi = NNR-Cf + R +Hd + t..... (I.75)

Les volumes et de la digue pour les différentes largeurs sont représenté dans le tableau suivant :

B (m)	Hb (m)	Vb (10^6 m^3)	Coût (10^9 DA)
40	49.58	1.29	32.249
50	49.56	1.283	32.078
60	49.52	1.279	31.995
70	49.45	1.274	31.85
80	49.38	1.271	31.767
90	49.3 0	1.267	31.678
100	49.22	1.264	31.602
120	49.08	1.270	31.766

Tableau I.41 Volume de la digue pour les différentes largeurs du barrage.

I.7.3.4.Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues :

a. Coût du déversoir

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

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

$\frac{Y}{H} = 0.47 * (\frac{V}{H})^{1.80}$ ..... (I.76)

H : Charge sur le seuil;

Y : Ordonnée du profil (m);
X : Abscisse du profil (m).
Le volume du déversoir sera :
$V_d = S*B$

S : Section transversal (m^2).

B : Largeur De déversoir (m).

En fixant le mètre cube de béton à 25000 DA et de remblai à 400 DA, le coût du déversoirpour les différentes largeurs sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau I.42 Résultats de calcul de coût de déversoir pour différentes largeurs déversantes.

B (m)	Hd (m)	S (m^2)	V (m^3)	Coût(*10^6DA)
40	2.55	16.35	654	16.35
50	2.53	17.685	884.25	22.107
60	2.49	19.35	1161	29.025
70	2.42	21.405	1498.35	37.458
80	2.35	22.74	1819.2	45.48
90	2.27	23.94	2154.6	53.865
100	2.19	24.6	2460	61.5
120	2.11	26.35	2683.2	67.08

b. Coût du coursier

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

Le volume du béton de coursier est calculer par :

$V_{béton} = S_{Béton}.L_{coursier}$…… (I.77)

Les épaisseurs du radier et des murs bajoyer sont pris respectivement de 1m et 0.7m

$b_{coursier} = (Q_{d,max})^{0.4}$…… (I.78)

Tableau I.43 Résultats de calcul du coût de coursier.

B (m)	S béton (m²)	V béton (m³)	Coût (M DA)
40	17.50	1750	43.766
50	19.136	1913.6	47.841
60	20.581	2058.1	51.453
70	21.895	2189.5	54.737
80	23.093	2309.3	57.733
90	24.211	2421.1	60.527
100	25.251	2525.1	63.127
120	2		

c. Coût de canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif qui permit de réduire au minimum les pertes d'énergie et guider calmement la crue vers le seuil déversant, supposant sa forme est rectangulaire avec une charge d'eau H, une revanche de 2m et hauteur de pelle de 1m.

La hauteur totale du mur est déterminer par :

$H_{ca} = H+R+P$…… (I.79)

Le volume du canal d'approche est déterminer par :

$V=S.e = L.H_{ca}.e$…… (I.80)

Avec : L : déterminée dans carte topographique de site.

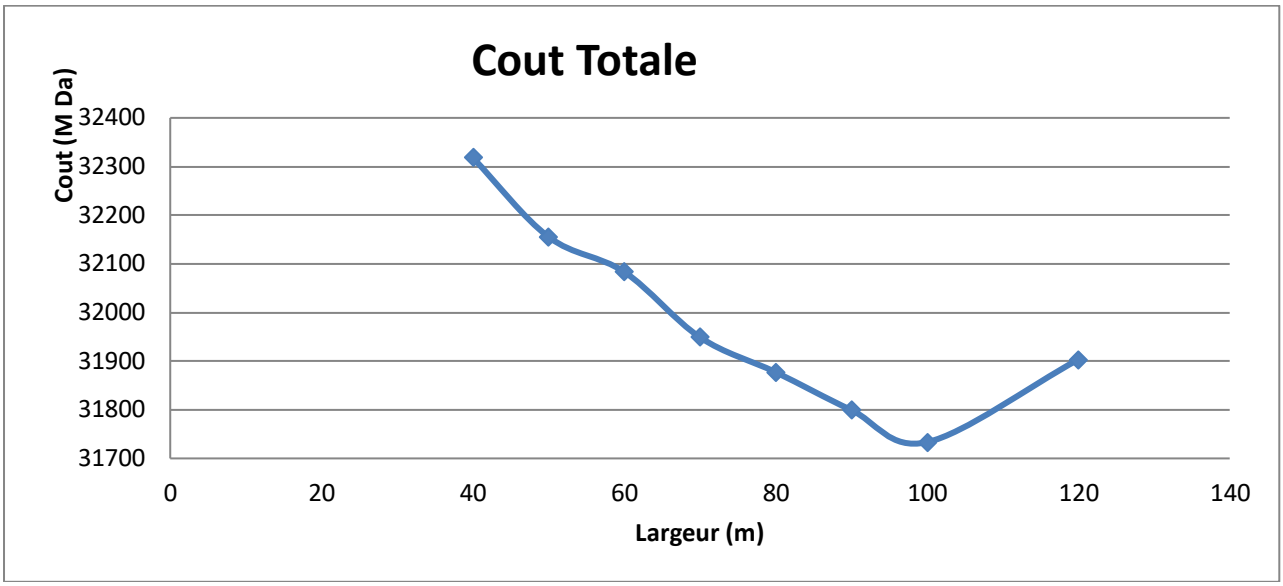
e : prise 0.5m.

Tableau I.44 Résultats du calcul de coût du canal d'approche pour les différentes largeurs.

B (m)	H_{ca} (m)	S (m²)	V (m3)	Coût (M DA)
40	2.55	708	354	8.85
50	2.53	675.6	337.8	8.445
60	2.49	642	321	8.025
70	2.42	618	309	7.725
80	2.35	597.6	298.8	7.47
90	2.27	583.2	291.6	7.29
100	2.19	568.8	284.4	7.11
120				

Tableau Récapitulatif des coûts totaux

B (m)	Cout totale (**M DA)**
40	32317.966
50	32155.2527
60	32083.4399
70	31948.964
80	31877.2658
90	31799.4605
100	31733.3975
120	31903.317



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

Largeur déversante	Lame déversante	Débit déversant	Hauteur du barrage	Côte en crête
B= 100m	Hd=2.19 m	Q= 707.316m^3/s	Hb=49.22 m	73.40 m

I.7. Conclusion :

Au terme de ce chapitre on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage, à savoir les caractéristiques hydro-morphologiques et hydromorphométriques du bassin versant ainsi que les caractéristiques du barrage.

Chapitre : II

Etude et Conception détaille

Des Variantes

II.1. Généralités

L'évacuateur des crues est un ouvrage à seuil libre avec un déversoir est à crête rectiligne. Il est dimensionné afin d'éviter toute submersion de la digue engendrant une perte de l'ouvrage vu le risque important de rupture.
Ainsi, l'ouvrage doit permettre le déversement du débit maximum haut delà de la côte maximale des eaux au niveau de la retenue. Leur classification se base sur différents critères cités ci-dessous.

II.1.1. Classification des évacuateurs de crues :

Selon le type de fonctionnement hydraulique :

- Evacuateur de surface.
- Evacuateur en charge.
  - forme puits.
  - forme siphon sommaire pour petit barrage.
  - forme siphon à faible charge et fort débit.

Selon L'emplacement par rapport à la digue :

- Evacuateur central.
  - posé sur la digue
  - posé sur la fondation (barrage poids a un déversoir en marches d'escalier ou barrage déversoir profilé)
- Evacuateur latéral.
  - à entonnement frontal.
  - à entonnement latéral.

II.1.2. Critères de choix de l'évacuateur de crue :

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont:

la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
les difficultés de réalisation.
les exigences typographiques du site.
les exigences géologiques du site.
la facilité d'entretient.
la facilité de modification.
le coût de l'ouvrage.

II.1.3. Choix du type de l'évacuateur de crues :

Le choix du type d'évacuateur, de son emplacement et son dimensionnement est des questions essentielles dans la conception d'un barrage, car sa sécurité et sa longévité en dépendent. Dans la plupart des régions d'Afrique, les débits de crue peuvent atteindre des valeurs considérables. La prise en compte de l'effet de laminage permet souvent de dimensionner les déversoirs au plus juste. Il n'en reste pas moins que la plupart du temps le choix s'orientera

vers des évacuateurs de surface. Les tulipes ou les siphons, que l'on citera pour mémoire, sont en outre très vulnérables face aux risques élevés de transports de corps flottants.
Quel que soit le dispositif adopté, il résultera de toute façon de compromis : entre la sécurité vis à vis des risques hydrologiques et l'enveloppe financière allouée au projet, entre les activités à l'aval et son implantation au sein du barrage.

II.1.4. Les barrages béton compacte au rouleau:

La solution la plus répandue pour les barrages poids en BCR consiste à réaliser un évacuateur de surface (vanné ou non), implanté en partie centrale du barrage. Afin de dissiper une part importante de l'énergie, on construit sur le parement aval un coursier en marches d'escalier ou équipé d'un déversoir standard (profil Greager), en béton conventionnel. Le seuil a un profil type CREAGER.
Les marches d'escalier démarrent le plus haut possible sur le coursier et sont de hauteur croissante jusqu'à une hauteur de 0,60 à 0,90 mètre en partie courante du coursier.
Les marches peuvent être réalisées in situ (y compris avec la technique du béton extrudé, ou mises en œuvre à partir d'éléments préfabriqués dans le cas du BCR.
En cas de forts débits spécifiques sur le coursier, il est nécessaire d'ancrer les marches dans le corps du barrage.

- On doit installer un barrage en béton compacte au rouleau centre du oued Djendjene : on distingue deux variantes posé sur la digue ;
  - É vacuateur de crue en escalier on pied aval d'un dispositif dissipateur type fosse.
  - É vacuateur de crue à surface libre, équipé d'un déversoir standard (profil Greager) avec un bassin dissipation type bec déviateur.

Les avantages :

- Capable d'évacuer un débit supérieur au débit de dimensionnement.
- Un dispositif sûr et stable.
- il supporte la charge de l'eau sur l'évacuateur de crue

Les inconvénients :

- Cette solution est coûteuse et de point de vue technique les liaisons entre les parties du barrage et le déversoir en béton.

Pour des raisons d'entretien, ce qui implique des coûts non négligeables, il est décidé de ne pas équiper l'évacuateur de crue avec des organes mobiles. Cela veut dire que l'évacuateur est un simple déversoir à surface libre.
En conséquence, l'ouvrage est d'une taille importante vu les crues et donc les débits importants à évacuer.

II.1.5. Conclusion :

Selon la topographie et la géologie de notre site, le choix est arrêté pour l'étude détaille d'une variante pose sur la digue :

- É vacuateur de crue en escalier, posé sur la digue, équipé d'un déversoir standard (profil Greager) d'un dispositif dissipateur type fosse.
- É vacuateur de crue à surface libre, équipé d'un déversoir standard (profil Greager) avec un bassin dissipation type bec déviateur.

Ces ouvrages présentent beaucoup d'avantage à savoir :

- Pas risque de saturation,
- Il supporte une grande charge sur le déversoir.
- Une bonne sécurité,
- Un bon rendement.

II.2. Evacuateur de crue a un déversoir en escalier :

II.2.1. MÉ THODOLOGIE

Les formes et les dimensions du déversoir, des bajoyers ont été conçues en suivant les directives du U.S. Army Corps of Engineers.
Pour les calculs hydrauliques du coursier à marches d'escalier on s'est référé à « Minor H.E., Hager W.H.: Hydraulics of Stepped Spillway (2000) » **[6].**

DONNÉ ES UTILISÉ ES :

Dimensions principales de l'ouvrage:

- Longueur déversant : L = 100 m.
- Débit évacué : Qdév = 707.316 m^3/s.
- Charge hydraulique : H = 2.19 m.
- Côte de la retenue normale : NNR = 73.40 m.
- Coefficient de rugosité pour le béton: 0,014 $m^{-1/3}s$ (rugosité équivalente en sable).
- Pente du coursier (= pente du parement aval du barrage) : 1V :0,75H (φ = 53.13°).

II.2.2.Le déversoir :

- **Détermination de la charge déversant**

La valeur du coefficient du débit sera fixée au début, en prévoyant un seuil à paroi mince et profil de type greager.
Pour un écoulement a surface par- dessus un déversoir le débit est :

$Q_{max} = \varepsilon.m.\delta_s.B\sqrt{2g}.H_{01}^{3/2}$

B : largeur de déversoir
m : coefficient du débit ; m=0.49

ε: Coefficient de contraction latérale

δ_s: coefficient de submersion du déversoir

du rapport Δ/H

$\Delta = H_{av,max} - \Delta Cs$ ⟹ $\Delta < 0$

/H	s	/H	s
<0	1	0.75	0.850
0.20	0.996	0.80	0.800
0.30	0.990	0.85	0.700
0.40	0.980	0.90	0.590
0.60	0.970	0.95	0.410
0.70	0.930	1.0	0

Puisque $\Delta /H < 0$ d'après le tableau: $\delta_s = 1$

Le coefficient peut être déterminé ε par cette formule :

$\varepsilon = 1 - a\ (H0/bp + H0) = 0.99$

Avec :

a : coefficient qui tient compte de la forme de la partie d'entrée de pile.

$H'_0 = (\ Qmax/\varepsilon.m.\delta s.B\sqrt{2g}\ )^{2/3} = 2.21$

$H = Ho - V^2/2g$

Avec :

v : la vitesse d'approche qui est déterminée par la formule suivante :

- $V = Q/(B + \sum tp) * H'0$ avec : $\sum tp$: la somme des épaisseurs des piles
- $tp = (1/8 \div 1/10)*B + (0.5 \div 1.5) = (1/10)*100+0.5=10.5$

$V = 707.316 / (100+10.5)*2.21 = 2.9$ m/s

$H = 2.21 - (2.9^2/2*9.81) = 1.78$ m

II.2.2.1.La définition de la forme de la crête du déversoir

Le déversoir est du type sans-vide et revêt le contour prédéfini par la formule de WES – Creager :

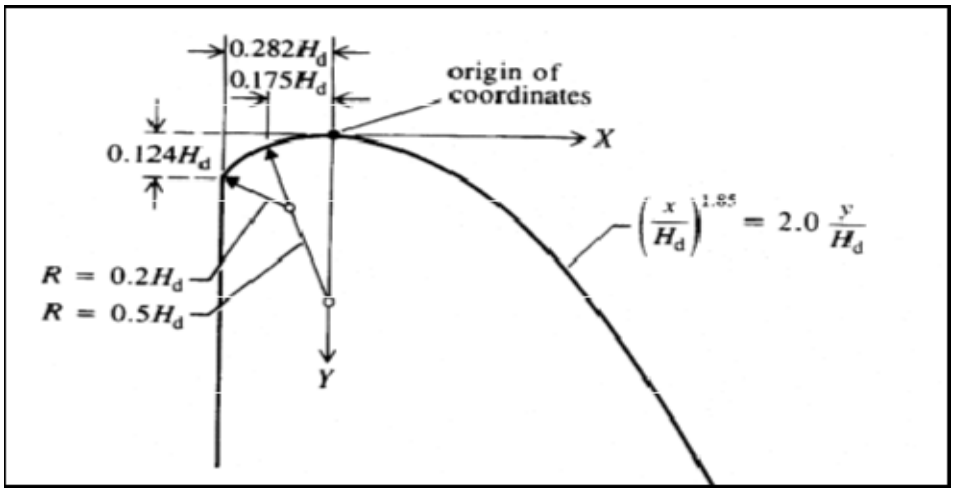


Figure (II.02) : évacuateur de crue ; profil de déversoir (WES-GREAGER)

La partie en amont de la crête est conforme aux indications de l'U.S.A.C.E. elle est construit en fonction de H_{dev} = 2.19m, selon les rayons suivants :

- $r_1 = 0{,}5 * H_{dev} = 1.095$ m
- $r_2 = 0{,}2 * H_{dev} = 0.438$ m

Tableau (II.01) : Les coordonnées du profil de déversoir.

x	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	6	6.5	7	7.5	8	8.5
y	0,03	0,12	0,25	0,43	0,66	0,93	1,22	1,56	1,94	2,36	2,82	3,31	4,40	5,00	5,63	6,30

Le coefficient total de débit est obtenu par la multiplication de trois coefficients distincts, notamment: m = 0.49

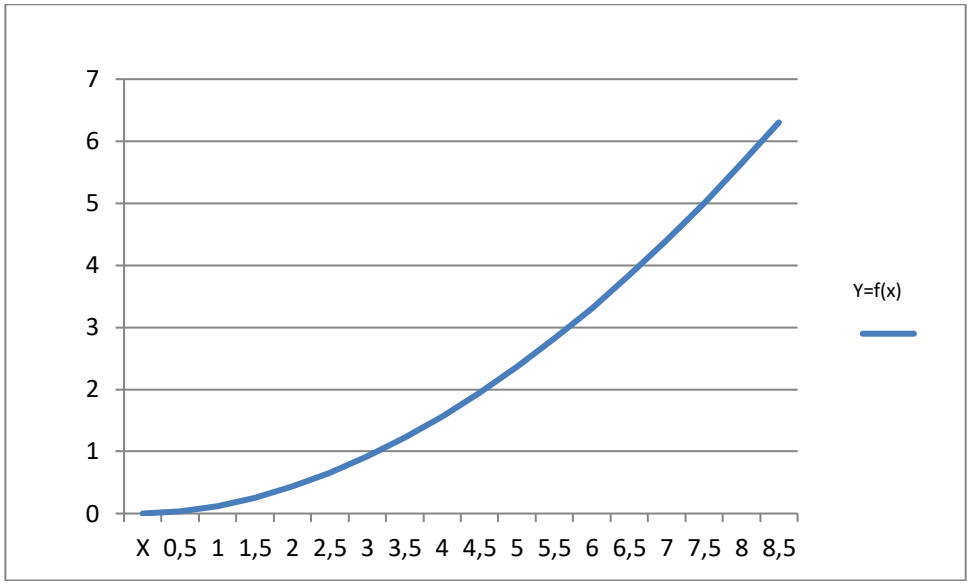


Figure (II.03) : Profile de Greager du déversoir.

II.2. 2.2. Choix de l'hauteur des marches :

Récents études (ref. 6) ont démontré que, relativement à la dissipation d'énergie, l'hauteur optimum des marches s_{opt} (des hauteurs supérieures donneraient une amélioration de moins en moins sensible) peut être calculée comme :

$$S_{opt} \cong 0.3 * h_c \quad \text{..... (II.14)}$$

Où h_c est l'hauteur critique. En considérant un q spécifique moyen (référé à la largeur du coursier b = 100 m

Pour $Q_{0,1\%} = 1838.2\ m^3/s$; $h_c = \sqrt[3]{\frac{q2}{g}} = 3.24$ $\qquad s_{opt} = 0.98$ m

Par conséquence on a opté pour une hauteur de marche de 1.2 m. Par ailleurs, la bonté de ces choix a été confirmée par les résultats suivants.

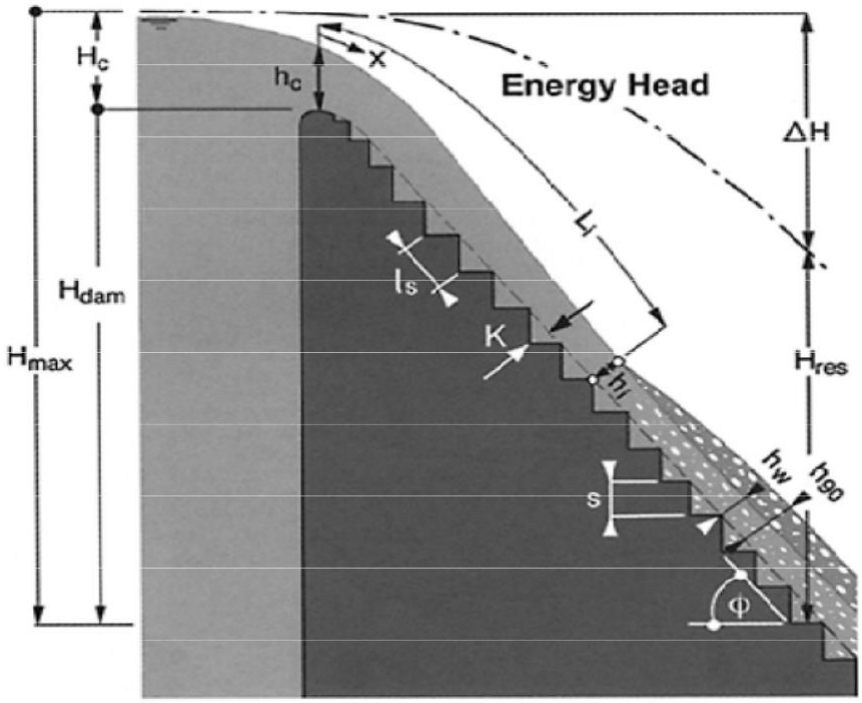


Figure (II.04) : Evacuateur de crue en marche d'escalier

II.2.2.3. Les caractéristiques hydrauliques du courant sur le coursier

II.2.2.3.1. Contrôle pour l'occurrence du « skimming flow » (Courant en flottant sur les marches) :

Si $\frac{hc}{s} > 0.91 - 0.14 * \tan\emptyset$ ⟹ Skimming flow ……..(II.15)

Si $\frac{hc}{s} < 0.91 - 0.14 * \tan\emptyset = 0.724$ ⟹ Nape flow …..(II.16)

$h_c/S \cong 3$

Pour valeurs de débit inférieures à environ 130 m^3/s on est en présence de « nappe flow » et pour touts les débits plus grands par contre on est en présence de « skimming flow » (voir figure ci-dessous)

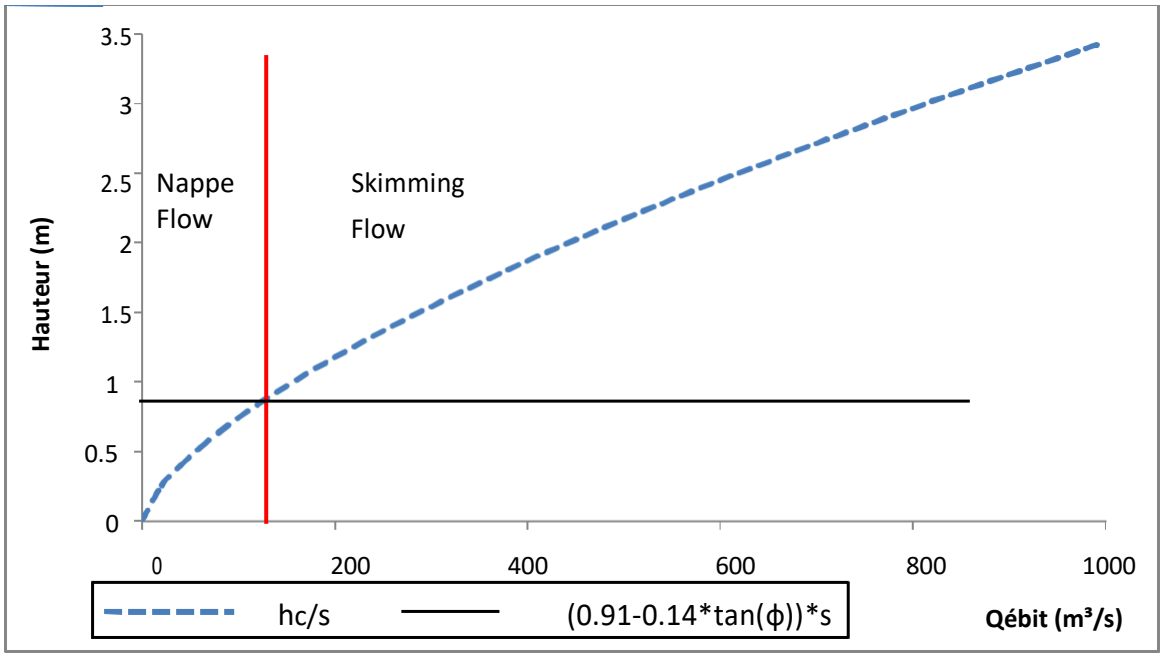


Figure (II.05) : évacuateur de crue ; limite entre (nappe flow et skimming flow)

II.2.2.3.2. Calcul de la longueur L_i de la zone de courant non-aéré :

$L= K*9.72*Fr^{0.86}$……..……..(II.17)

L : longueur de la zone de courant non-aéré.

Avec :

K= S*cos Ø. _____ , À savoir l'hauteur de rugosité.

$Fr = q/(\sqrt{g * (\sin Ø)^3} * S)$ ……..……..(II.18)

Fr: nombre de Froude de rugosité.

Donc : K= 0.55 m , et pour des valeurs croissantes de débit on obtient :

Tableau (II.02): longueur Li de la zone de courant non aéré pour débits différents

Débit Q (m^3/s)	100	200	300	400	500	700	800	1000	1200	1400	1600	1834
Débit spécifique q($m^3/s/m$)	1	2	3	4	5	7	8	10	12	14	16	18.34
Hauteur critique hc (m)	0.46	0.74	0.971	1.177	1.366	1.709	1.868	2.168	2.448	2.713	2.966	3.248
Froude Fr	0.5	1	1.5	2	2.5	3.5	4	5	6	7	8	9.17
Longeur d'eau non-aérée	2.95	5.35	7.58	9.71	11.76	15.71	17.62	21.35	24.98	28.51	31.99	35.97

Pour le débit de projet le courant commence à être aéré après environ 35 m de la crête du déversoir (la longueur totale du coursier est de 100 m).

II.2.2.3.3. Distance de début du courant uniforme :

La distance L_u de début du courant uniforme est calculée avec la formule suivante:

$$L_u = \frac{8.6 * q^{0.71}}{S^{0.07} * \cos Ø^{0.07} * \sin Ø^{0.28}}$$ ……..……..(II.19)

Donc, pour valeurs différentes de débit on obtient :

Tableau (II.03): la longueur d'eaux non aérée sur le coursier

Q(m^3/s)	100	200	300	400	500	700	1000	1300	1600	1900	2100	2376.4
q($m^3/s/m$)	1	2	3	4	5	7	10	13	16	19	21	23.76
L_u (m)	9.77	15.98	21.31	26.14	30.63	38.89	42.76	50.10	57.03	63.62	69.95	77.07

Pour les débits plus grands de 650 m^3/s le courant uniforme n'est pas obtenu.

II.2.2.3.4 Caractéristiques hydrauliques à la fin du coursier :

Pour le calcul de l'énergie résiduaire a la fin du coursier on a utilisé la formule suivante :

$H_{res} = h_w * \cos \emptyset + \alpha * \frac{q^2}{2*g*h^2}$ ……..……..(II.20)

Où :

α = 1.21 = coefficient d'énergie cinétique (valeur moyenne)

$h_w = \frac{hw,u}{1-\left(1-\frac{hw,u}{hc}\right)*\exp(\frac{10}{3}*\frac{hw,u^2*\sin\emptyset}{hc^3}*x)}$: hauteur d'eau claire équivalente

$h_{w,u} = 0.23*(\sin\emptyset)^{1/3} * h_c$

$h_{w,u}$: hauteur uniforme d'eau claire équivalente

Pour les deux valeurs principales de débit on obtient :

Tableau (II.04) : caractéristiques hydraulique a la fin de coursier.

débit Q (m^3/s)	2376.4
x (m)	100
$H_{W,u}$ (m)	0.559
h_W (m)	0,57
H_{res}	21.04

II.2.3. Détermination de l'hauteur des bajoyers du coursier :

Pour le calcul de l'hauteur des bajoyers du coursier on fait référence à un paramètre caractéristique des courants aérés, c'est à dire l'hauteur d'eau équivalente à une concentration d'air de 90% qu'on calcule par la formule suivante :

$h_{90} = 0.55*(q^2*S) / (g*\sin \emptyset)^{1/4} * \tan [h*(\sqrt{g*s*sin\emptyset})/3*q)*(x-L_i)] + 0.42*[q*S^{10.8}/(g*\sin\emptyset)]^{1/18}$

L'hauteur des bajoyers du coursier conseillée par la littérature technique (ref. 6) est par conséquent

$h_{bajoyer} = \eta * h_{90}$

Où η = 1.5 = facteur de sécurité

Donc pour les crues de projet, en considérant L_i calculé x = 100 m

(Distance depuis la crête du déversoir au début des bajoyers du bassin de dissipation) on obtient:

Tableau (II.05): Autre caractéristiques hydraulique a la fin de coursier.

débit Q (m^3/s)	2376.4
x (m)	100
h_{90} (m)	1.84
h_{baj} (m)	2.76
Revanche R (m)	1

On adopte une hauteur des bajoyers de 3.50m.

II.2.4. Bassin d'amortissement :

L'énergie résiduelle de la lame d'eau déversée sera dissipée dans un bassin venant en prolongement de l'extrémité aval du coursier. Cet ouvrage est constitué d'une fosse de même largeur que celle du coursier, fondée directement sur le rocher sain à la cote 29,00 NGA, et d'un seuil aval réalisé en BCR, calé à la cote 37,00 NGA. Le parement aval de ce seuil est composé de marches d'escalier de 1,20 m de hauteur afin de dissiper d'avantage d'énergie et de réduire par la même occasion les affouillements à l'aval. Un tapis d'enrochements assure la transition entre le pied aval du seuil BCR et le lit naturel de l'oued Boussiaba.

Largeur de bassin= 100 m

$q=23.76 m^2/s$

$H_{w,u}$ =0.559 m

H_{res}= 21.04m

H=37-29=8m

Nous choisissons de même H=8m

Nous avons :

La vitesse théorique : $V_t = \sqrt{2 * g * (H - \frac{hdev}{2})}$

La vitesse d'eau V_1 dans le bassin de dissipation est : $V_a = 0.93\ V_t$

H : hauteur d'eau par rapport au fond du bassin.

Le débit (Q) qui passe dans le bassin de dissipation est :$Q=V_1.h_1.B$

L'inconnu dans les deux équations est la hauteur (h_1).

La hauteur (h_2) est déterminée par la relation :

$h_2 = \frac{h1}{2}*(\sqrt{1 + 8Fr^2}-1) = 2.32$ m

La longueur de resseaut hydraulique : $L_{resseaut} = 4.3*h_2 = 10$ m

La longeur de bassin de dissipation : $L_{bassin} = (0.8 \div 1.25)\ L_{resseaut} = 10$

Le nombre de Froude : $Fr = \frac{Va}{\sqrt{g*h1}}$

Les résultats de calcul sur L'évacuateur de crue et sont les

suivantes :

Tableau (II.06) : principale résultats de bassin de dissipation.

largeur du bassin (m)	100
Hauteur d'eau claire équivalente hw (m)	0.57
vitesse équivalente a la base du coursier v (m/s)	10.509
nombre de Froude a la base du coursier Fr.	2.57

On a utilisé l'hauteur d'eau claire équivalente (sans augmentation due au pourcentage d'air qui est le paramètre plus significatif du point de vue énergétique) en considérant le coursier à largeur constante (de 100 m en faveur de la sécurité)

Dimensionnement du seuil de contrôle :

Largeur du seuil : b= 3 m

$h_2 = 2.32$

L'hauteur du mur bajoyer du seuil du contrôle :

$H_{mur\ boj} = h_2 + 0.2 = 2.5$

La hauteur de fosse : $h_{fosse} = 8$ m

Pour la protection de l'avale on choix l'enrochement de l'épaisseur de 1 m avec une pente 2/1.

II.3. Evacuateur de crue a déversoir profilé :

II.3.2. Généralité :

Les dimensions de l'évacuateur de crue de déversoirs profilé permettent de le considérer comme un barrage poids en béton compacté au rouleau. Sa conception et son mode de construction découlent des techniques traditionnelles pour ce type d'ouvrage. Il en est de même pour son étanchéité.

L'évacuation des eaux de surface toujours posée des problèmes de réalisation et de celui qui peut être dangereuse et dans ce but qu'on a créé un profil qui élimine toutes ces forces dangereuses et permet d'évacuer l'eau lors des besoins et ce profil type est créé par GREAGER - OFITSEROV et on l'appel profil GREAGER - OFITSEROV

II.3.2.BUT :

Dans ce travail nous allons entamer le dimensionnement d'un évacuateur de crue à déversoir profilé posé sur une assise rocheuse avec un bassin de dissipation type bec déviateur.

II.3.3.Données de départ :

- Longueur déversant : L = 100 m
- Débit évacué : $Q_{dév}$ = 2376.4 m3/s
- Côte de la retenue normale : NNR = 73.4 m
- Coefficient de rugosité pour le béton: 0,014 $m^{-1/3}s$ (rugosité équivalente en sable)

II.3.4.Canal d'amenée

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

V =Q / S …… ……(II.01)

Avec :

Q : Débit à évacuer (m^3/s).

S : Section du canal (m^2) = h x b

h: Charge d'eau (m) = H + P

P : Hauteur de pelle (40m).

H : Lame déversant (2.19 m).

V =2476.4/ ((40+ 4.5)*100) = 0.556 m/s

$V \leq V_{adm}$ (4.4 – 10) m/s (Donc pas de risque de l'érosion).

II.3.5. Le déversoir :

- **Détermination de la charge déversant**

La valeur du coefficient du débit sera fixée au début, en prévoyant un seuil à paroi mince et profil de type greager

Pour un écoulement a surface par- dessus un déversoir le débit est :

$Q_{max} = \varepsilon.m.\delta_s.B\sqrt{2g}\ .H_{01}^{3/2}$

B : largeur de déversoir

m : coefficient du débit ; m=0.49

ε: Coefficient de contraction latérale

δ_s: coefficient de submersion du déversoir

Le coefficient de submersion s dépend du rapport /H

$= H_{av,max} - \Delta Cs \Longrightarrow \Delta < 0$

/H	s	/H	s
<0	1	0.75	0.850
0.20	0.996	0.80	0.800
0.30	0.990	0.85	0.700
0.40	0.980	0.90	0.590
0.60	0.970	0.95	0.410
0.70	0.930	1.0	0

Puisque /H < 0 d'après le tableau: δ_s =1

Le coefficient peut être déterminé par cette formule :

$\varepsilon = 1 - a\,(H0/bp + H0) = 0.99$

a : coefficient qui tient compte de la forme de la partie d'entrée de pile.

$H'_0 = (\ Qmax/\varepsilon.m.\delta s.B\sqrt{2g}\ )^{2/3} = 2.21$

$H = Ho - V^2/2g$

Avec :

v : la vitesse d'approche qui est déterminée par la formule suivante :

- $V = Q/(B + \sum tp) * H'0$ avec : $\sum tp$: la somme des épaisseurs des piles
- $tp = (1/8 \div 1/10)*B + (0.5 \div 1.5) = (1/10)*100+0.5=10.5$

V= 2.9 m/s ; et : H= 2.17 m

Le déversoir à pour but de collecter les eaux de la retenue, il joue un rôle d'une section de contrôle, il est dimensionner en fonction des contraintes de stabilité et de débit de pointe de l'hydrogramme.

On adopte à un déversoir à profil Creager qui à l'avantage d'éviter toute suppression qui provoque la cavitation et l'érosion par la suite.

La figure suivante montre les différents paramètres du profil normal du déversoir

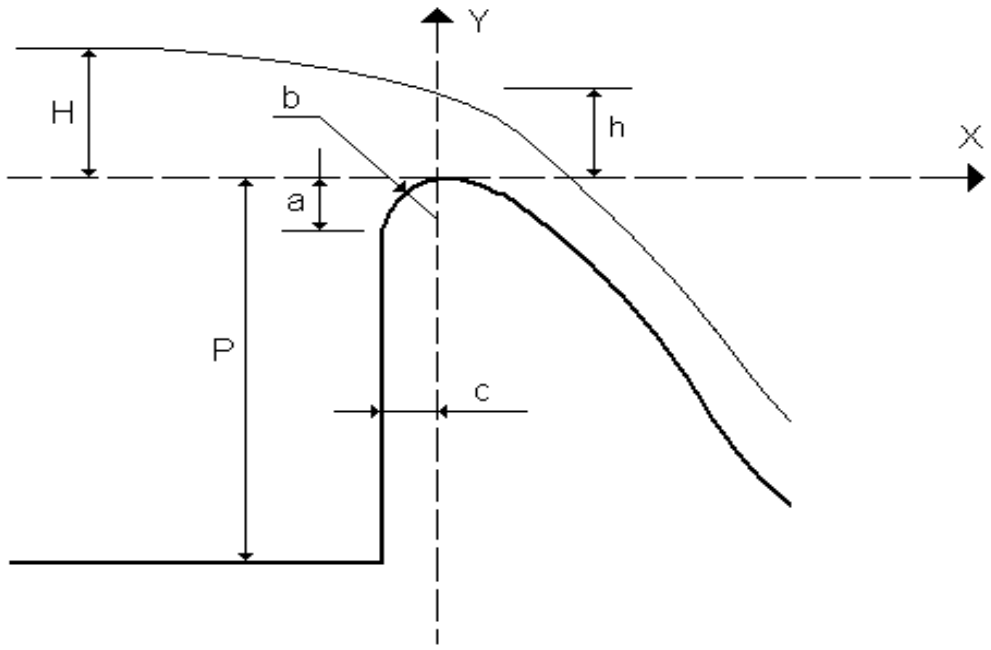


Figure (II.02) : Les paramètres du profil d'un déversoir

On a:

a = 0.12*H = 0.396 m

b = 0.40*H = 1.76 m

c = 0.30*H = 0.99 m

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

$y = 0.5 * x^{1.85} / H^{0.85}$ ……..……..(II.02)

Les résultats du calcul des coordonnées (x,y) sont représentés dans le tableau ci-dessous :

La partie en amont de la crête est conforme aux indications de l'U.S.A.C.E. elle est construit en fonction de l'H_{dev} = 3,3 m, selon les rayons suivants :

- $r_1 = 0{,}5\ H_{dev} = 1.095$ m
- $r_2 = 0{,}2\ H_{dev} = 0.438$ m

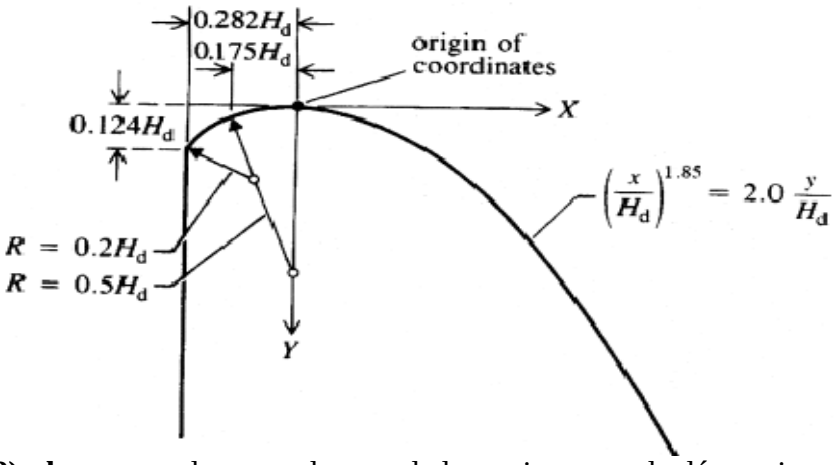
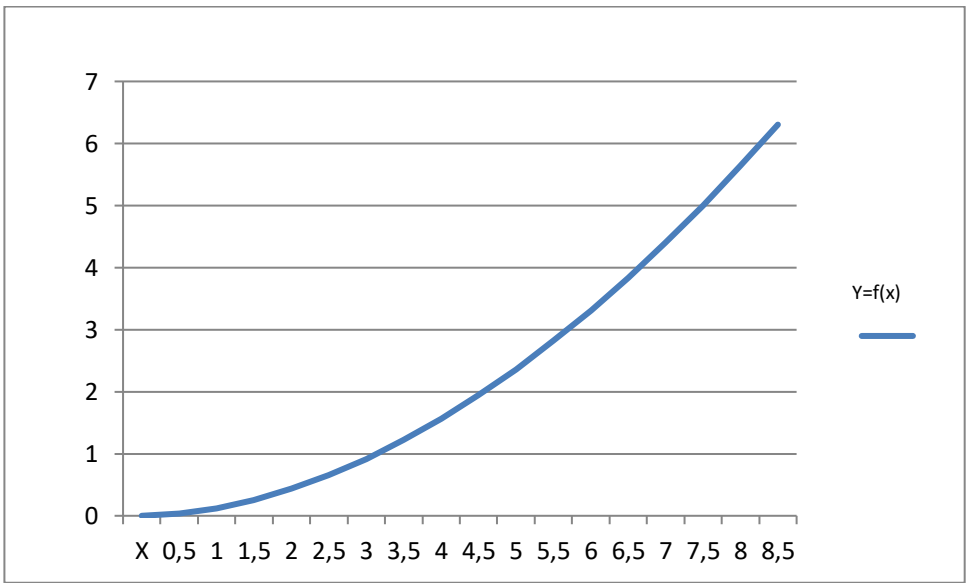


Figure (II.02) : les rayons de raccordement de la partie amant de déversoir

x	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	6	6.5	7	7.5	8	8.5
y	0,03	0,12	0,25	0,43	0,66	0,93	1,22	1,56	1,94	2,36	2,82	3,31	4,40	5,00	5,63	6,30

Tableau (II.03): Les coordonnées du profil de déversoir.

Figure (II.03) : profil du cadrant aval du déversoir



II.3.6. Calcul du coursier :

Le but de calcule hydraulique du coursier est de déterminé la pression dans le bec et la hauteur d'eau de cet ouvrage, notre coursier se présente en un tronçon avec une pente égale à : I= 0.75 m/m.

- **Profondeur Critique :**

La profondeur à la fin de chenal est égale à la profondeur critique donnée par la relation :

$$h_{cr} = (Q^2 / g*b^2)^{1/3} = 3.25 \text{ m}$$

- **La pente critique :**

La pente critique d'un canal est la pente que doit prendre un canal pour que la profondeur soit égale à la profondeur critique.

Pour calculer la pente critique on associera donc la relation du régime uniforme

$Q = SC\,(RI)^{1/2}$

Avec celle du régime critique :

$(Q*b^2) / (g*S^3) = 1$

L'élimination de Q entre les deux relations pour une section rectangulaire :

$i_c = (g*S^3) / (b*C^2*R)$

ou :

i_c : pente critique = 0.39

S : section critique : $S = b*h_{cr} = 325$

R : rayon hydraulique : $R= S / P = 3.05$

P : périmètre critique : $P = b + 2*h_{cr} = 106.5$

C : coefficient de Chezy : C = (1/n)*R^ (1/6) = 86.02

n : coeffecient de rugosité n= 0.014

- **Calcul de la profondeur normale :**

$$Q*b^2 = S^3 *g$$

Avec :

$S_n = b*h_n$

$P_n = b + 2*h_n$

$R_n = S_n / P_n$

$C_n = (1/n)*R^(1/6)$

L'équation du débit s'écrit alors :

$Q = (b*h_n)\ (\frac{1}{n})\ [(b*h_n)\ /(b+2*h_n)]^{1/6} \sqrt{\frac{S}{P} * i}$

Le calcule itératif de cette équation nous donne :

I= 0.75 m/m

h_n = 0.62 m donc : V = 30.06 m/s

On remarque que $I>I_{cr}$ et $h_n < h_{cr}$.
Donc le régime est torrentiel.

II.3.7.bassin de dissipation :

Le bassin de dissipation est destiné à :

Dissiper l'énergie due au déversement.

Supporter les actions hydrodynamiques.

Améliorer partiellement la répartition des débits et des vitesses.

II.3.7.1.calcul des paramètres du bassin de dissipation :

Le type de bassin de dissipation est bec déviateur ;
C'est un calcul de Balistique qui est mené sous la forme :
Il se crée à l'aval une fosse d'érosion. Il faut protéger le pied du barrage sur la profondeur maximale de cette fosse.
On respectera les limites suivantes :

$\emptyset$: Angle de sorite d'eau généralement de l'ordre $\emptyset < 30^0$.

$\emptyset < 30^0$: P/ $(\rho * g) < 2.4$

P/ $(\rho * g) = 0.53\ mce < 2.4$

Avec :

P : étant la pression au creux du bec déviateur.
La masse volumique ρ
g : pesenteur

Le bec déviateur ce dispositif constitué d'une cuvette cylindrique placée au pied du coursier et terminer par un bec qui fait office de tremplin l'eau est ainsi relancée vers le haut suivant un angle que l'on choisit en générale de l'ordre $\theta < 30°$.

Le jet se désintègre dans l'air, ce qui permet de dissiper une partie de l'énergie, puis il retombe à une distance donnée par la relation suivante :

$X=1.8*(\frac{V^2}{2*g} + y)*\sin 2\emptyset$

Avec :
y : tirant d'eau.
V : vitesse au départ du bec.

La charge d'eau :
$H_1 = h_1 + \frac{q^2}{2*g*h^2} = 50.2m$

II.3.7.2.Calcule du rayon de courbure :

Le rayon de courbure dépend du nombre de Froude et de la charge, en utilisant l'abaque N1 voir annexes II, qui donne le rayon minimale relatif de l'augée avec seuil de fosse en fonction de, nombre de Froude.
Au préalable il est nécessaire de déterminer les paramètres suivants :

Le débit unitaire q, q=18.34 m²/s.
Le tirant d'eau h, h=1.6 m.
Le nombre de Froude F,

$$F = \sqrt{\frac{q^2}{g*h^3}} = 2.97$$

On a : F1=.2.07
Donc l'abaque N1 : $\frac{Rmin}{H1} = 0.15$, alors $R_{min} = 8$ m

Et on a aussi la condition R > 5y, R > 8. m.
On prend R =9 m.

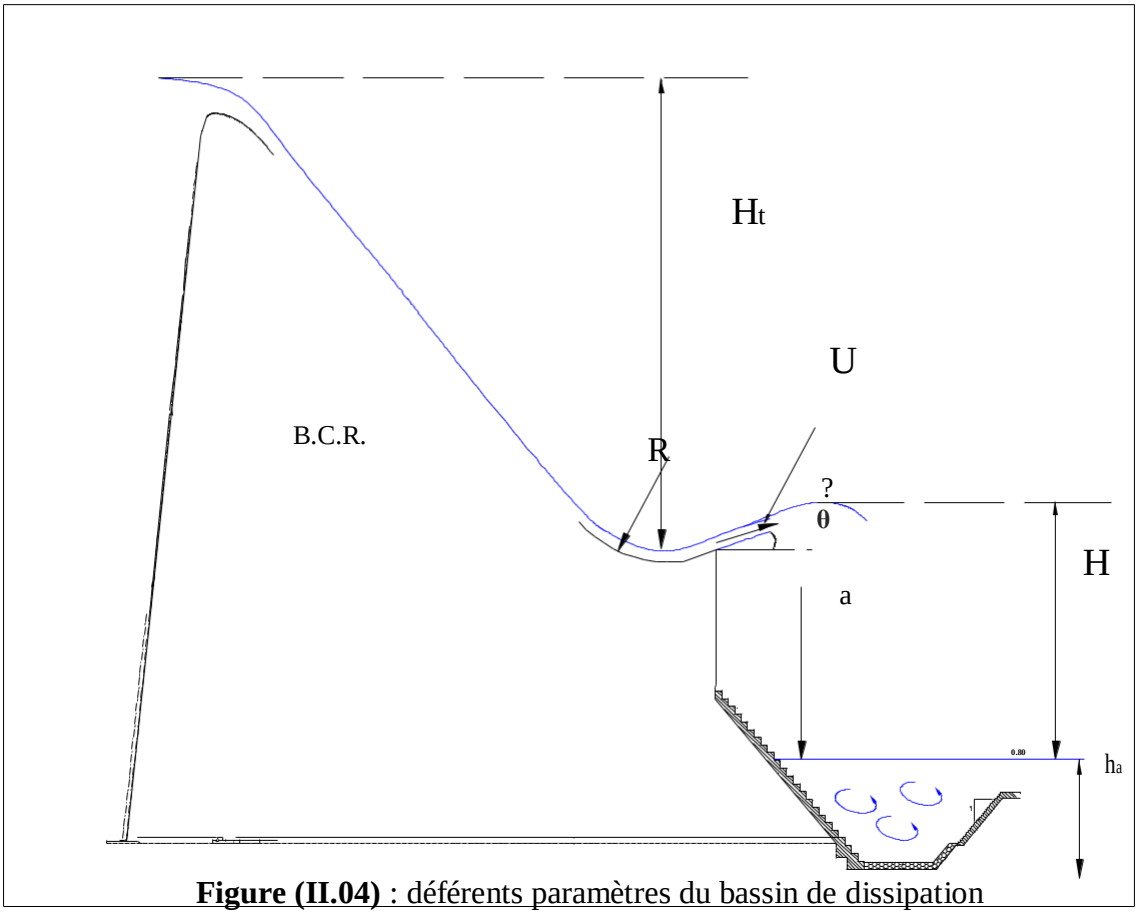


Figure (II.04) : déférents paramètres du bassin de dissipation

- **Calcul de profondeur de la fosse:**

$H = 0.9*\sin^2(\emptyset) * H_t + a = 21$ m

Avec :

H : hauteur de la chute (m).

H_t : la charge d'eau totale au niveau du bec déviateur.

a : distance vertical de la bec a la surface d'eau du fosse.

$h_a = 1.9* H^{0.225}*q^{0.24} = 14.2$ m

H : hauteur de la chute (m).

q : débit par unité da largeur (m^2/s).

II.3.8. Hauteurs des murs bajoyers :

-La hauteur des murs bajoyers sur le bassin de dissipation

Hm = ha + r

Avec :

Hm : hauteur du mur bajoyer

ha : hauteur d'eau ha = 14.2 m

he : hauteur d'eau a la sortie du bassin de dissipation he = 2 m

r : revanche de sécurité donnée par : r=0,61+0,14V1/3

V : la vitesse a la sortie du bassin de dissipation : V=4.14 m/s

Ce qui donne : r =0.81 m alors Hm = 15 m

-La Hauteurs des murs de déversoir :

Charge d'eau sur le déversoir he= 2.19m.

On a v= 2.9 m/s.

Donc : r =0.80m.

Ce qui donne:

H_m = 2.99m.

On Prend H_m = 3 m.

-La hauteur des murs bajoyers sur le coursier :

H_m = he + r

he : hauteur d'eau he = 0.5 m

r : revanche de sécurité donnée par : $r=0,61+0,14V^{1/3}$

V : la vitesse au coursier : V=30.06 m/s

Donc : r = 1.4m.

Ce qui donne

: H_m =1.96 m.

On Prend H_m = 2.00 m.

II.4.Choix de la variante la plus favorable :

Le choix de la variante la plus favorable est basée sur plusieurs critères : le rendement de l'ouvrage, la stabilité, la difficulté et les exigences de réalisation et d'entretien, le cout et la durée de réalisation.

Les deux variantes calculées sont installées au milieu de oued Boussiaba sur la digue, c'est-à-dire qu'ont les même conditions topographique et géologique.

L'évacuateur à déversoir profilée avec un dissipateur de bec déviateur est faible à dissipation de l'énergie au niveau de coursier et le bassin, de ce fait, augmentent la taille du bassin de dissipation en aval, Il se crée à l'aval une fosse d'érosion.

Par contre, L'évacuateur de crues en marche d'escalier est devenu une méthode courante pour décharger les crues. Les seuils des marches augmentent considérablement la dissipation d'énergie au long du déversoir, et, de ce fait, réduisent la taille du bassin de dissipation en aval de l'évacuateur de crues.

La géométrie des déversoirs en marches d'escalier s'adapte très bien à des structures en béton compacté au rouleau (BCV), et n'entraîne qu'une augmentation raisonnable du coût de construction.

L'évacuateur en marche d'escalier est un ouvrage il donne un bon rendement de dissipation d'énergie et la stabilité par apport a Laval de la digue.

Le tableau suivant fait une présentation des résultats trouvés par le calcul hydraulique

D'où, la variante choisi un évacuateur central à déversoir en marche d'escalier parce que est le plus favorable et dissipée l'énergie au long de coursier qui réduisent la taille du bassin de dissipation en aval de l'évacuateur de crues.

De ce fait, donne un bon rendement, moins coûteux que le déversoir en marche d'escalier de point de vue volume et technique de leur réalisation.

CONCLUSION :

Le barrage de Boussiaba est barrage poids en béton compacte au rouleau. Les barrages en BCR sont protégés en générale par un Evacuateur en marche d'escalier. Dans notre projet on a étudié deux variantes pour un déversoir posé sur la digue ; un évacuateur de crue central a déversoir profilée et un autre à déversoir en marche d'escalier.

Le choix de la variante est basé sur les dimensions trouvées. A l'aide de la comparaison faite entre les deux variantes, nous constatons que la variante évacuateur central à marche d'escalier est la plus favorable.

Après le choix de la variante de l'évacuateur de crues, le calcul hydraulique et le dimensionnement de la variante choisi, il nous reste les calculs du génie civil : calcul de stabilité, le coffrage et les quantités des matériaux nécessaires pour la construction (ciment, les armatures, les granulats, l'eau, les adjuvants, …etc.).

Chapitre : III

Etude Génie Civil

Introduction

Dans le présent chapitre, nous allons calculer la stabilité et le ferraillage des éléments de l'évacuateur de crues afin qu'il résiste aux différentes charges exercées : la poussée des terres, la poussée hydrodynamique de l'eau, le poids propre de la structure,…etc. L'évacuateur de crues sera construit en béton armé.

Le béton se compose de : l'eau, les granulats (sable et gravier), ciment et adjuvants qui sont des produits chimiques qui peuvent jouer différents rôles : ça pourra être des fluidifient, retardataire de prise et accélérateurs de prise (accélération de durcissement du béton).

III.1.LES CONSTITUANTS D'UN BCR :

Les constituants d'un BCR incluent les matériaux cimentaires (ciment portland, pouzzolanes et autres ajouts minéraux comme les cendres volantes), les granulats, l'eau et les adjuvants.

- **Matériaux cimentaires :**

Le type et le dosage des matières cimentaires à utiliser dans un BCR dépendent du volume de l'ouvrage, des propriétés mécaniques visées et des conditions d'exposition.
Dans le cas des grands barrages, les ingénieurs choisissent généralement des liants à faible chaleur d'hydratation tels que le ciment de type 20.

- **Granulats :**

Deux caractéristiques du granulat ont une grande importance dans le dosage d'un BCR car elles ont un effet direct sur la maniabilité. Ce sont:
- La granulométrie (grosseur et distribution des particules);
- La nature des particules (forme, porosité, texture superficielle).

- **Eau *:***

Le principal critère du choix de l'eau de gâchage est qu'elle ne doit pas comporter des teneurs trop élevées en alcalis, acides ou matières organiques pouvant affecter le gain de résistance. Le dosage en eau du BCR est, lui aussi, très variable en fonction du niveau de performance visé.

- **Adjuvants :**

La performance des agents entraîneurs d'air et des réducteurs d'eau est considérablement réduite dans le cas des BCR, particulièrement avec ceux formulés selon l'approche sol. La consistance très sèche et la grande quantité des particules fines compliquent la production d'un bon réseau de bulles d'air pour n'importe quel dosage. Dans le cas des BCR formulés selon l'approche béton, les adjuvants chimiques sont généralement plus efficaces.

III.2.LES ORGANES DE L'EVACUATEUR DES CRUES :

- **Le déversoir :**

C'est un ouvrage à seuil libre, intégré au barrage et centré sur l'axe de l'oued de Boussiaba. Ce type de déversoir est opérationnel à chaque instant car n'est pas asservi à une manœuvre de vanne ; il est donc indépendant de toute intervention humaine et permet une gestion totalement passive de la crue.
Le seuil de déversoir, dont la crête est calée de retenue normale 74.40 NGA , est de type Creager et composé d'une passe unique de 100 m de longueur , il est réalisé en BCV à partir de cote 67.40 NGA. Cette largeur de seuil est issue d'un pré-dimensionnement initiale qui avait mis en évidence comme principal facteur dimensionnant de l'évacuateur de cru, la largeur disponible du lit de l'oued Boussiaba pour intégrer le coursier de l'évacuateur et le bassin de dissipation, la plus large possible avec un minimum d'excavation.
Des dispositifs d'ancrage du BCV dans le BCR sont mis en place afin de renforcer la stabilité du massif de béton que constitue le seuil de déversoir.
Des joints waterstop permettent d'assurer l'étanchéité entre les quatre plot BCV de l'evacuateur.

- **Le coursier :**

Le coursier de l'évacuateur présente une passe unique de 100 m de largeur et épouse le parement aval du barrage taluté à 0,75H/1V jusqu'en pied aval du barrage.
Le coursier, réalisé en béton conventionnel, est composé de marches d'escalier de 1,20 m de hauteur, sur lesquelles la lame d'eau déversée perd une partie de son énergie et prend la forme d'une émulsion très finement divisée. De ce fait, le potentiel d'érosion de l'eau est sensiblement diminué, permettant de réduire d'autant l'importance des ouvrages de dissipation au pied aval du barrage.
Les murs bajoyers seront réalisés en béton conventionnel de 2 mètres d'épaisseur, ancrés dans le parement aval du barrage, majorée d'une revanche de 1 mètre.

- **Le bassin de dissipation d'énergie à l'aval de l'évacuateur :**

L'énergie résiduelle de la lame d'eau déversée est dissipée dans un bassin venant en prolongement de l'extrémité aval du coursier. Cet ouvrage est constitué d'une fosse de même largeur que celle du coursier, fondée directement sur le rocher sain à la cote 29,00 NGA, et d'un seuil aval réalisé en BCR, calé à la cote 37,00 NGA. Le parement aval de ce seuil est composé de marches d'escalier de 1,20 m de hauteur afin de dissiper d'avantage d'énergie et de réduire par la même occasion les affouillements à l'aval. Un tapis d'enrochements assure la transition entre le pied aval du seuil BCR et le lit naturel de l'oued Boussiaba.
Deux murs bajoyers de rive en béton armé, calés suffisamment haut pour contenir la crue de projet, permettent la réalisation de deux plates-formes. Sur l'une d'elle, en rive droite, sont implantés l'entrée de la galerie d'accès à la galerie de drainage et le local du barrage abritant les organes de manœuvre des circuits de transfert et de vidange.

III.3. Stabilité Du Déversoir :

III.3.1. détermination des forces qui surgissent autour du déversoir

Sur le déversoir agissent les forces suivantes :

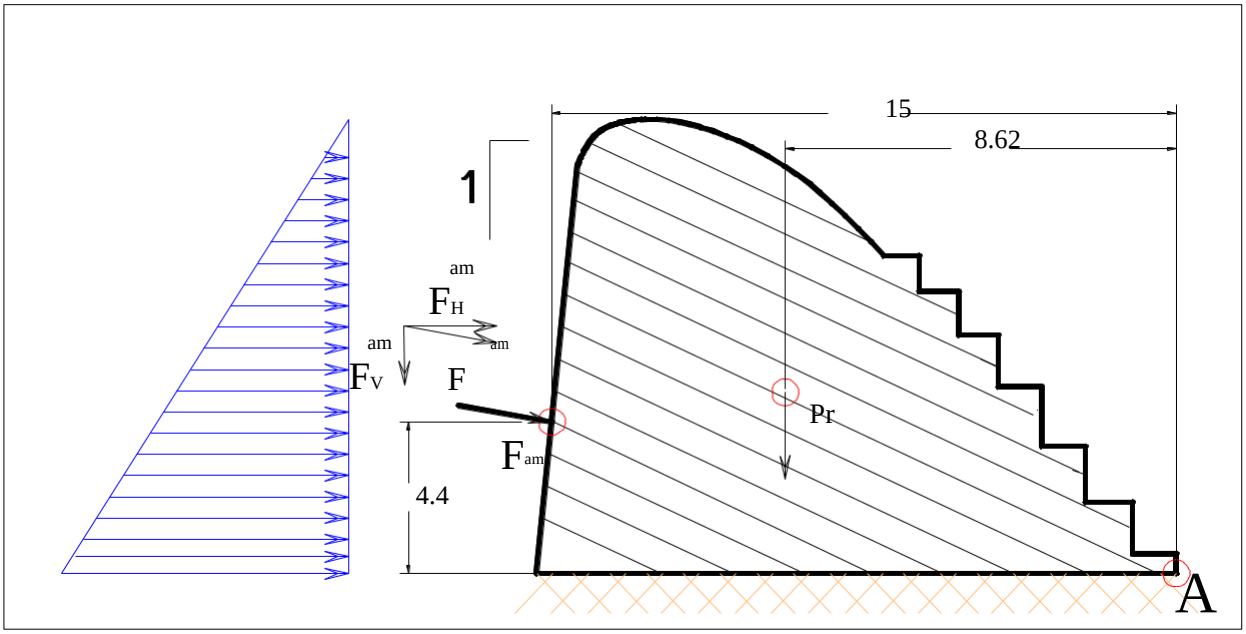


Figure III .1 : présentation des forces qui agissent sur le déversoir

A / Poids du déversoir :

Centre de gravité

$P_r = \gamma_b * S_r * l_s$…… (III-1)

Avec :

γ_b: Poids volumique du béton : γ_b = 2, 35 T/m^3

Sr : Section

ls = l m.

Donc **: Pr = 179.18 Tf.**

B / Force hydrostatique amont

$F_h^{am} = \frac{1}{2} * \gamma_w * h_{am}^2 * l_s$…… (III-2)

Avec :

γw : Poids volumique du l'eau : γw = 0.981 T/m^3

h_{am} : hauteur d'eau à l'amont : h_{am}=9,m

ls = 1 m.

Donc **: F^{am} = 40,125 Tf.**

Poussée d'eau verticale :

F_V^{am} =5.781Tf.

Poussée d'eau horizontale :

F_H^{am} =34.345 Tf.

III .3.2.Stabilité Au Renversement :

Pour qu'il ait stabilité au renversement de mur de soutènement, il faut que la relation suivante soit vérifiée: $\frac{\sum Ms}{\sum Mr} \geq 1.5$

Avec : M_S = les Moments des forces stabilisatrices par rapport au point

$A = P_r * L_r + F_h^{am} * L_v$

M_S= 179.18*8.62+34.345 *15=1578.8766 Tf.m

Mr = les Moments des forces des stabilisatrices par rapport au point A

$M_r = F_h^{am} * L_v$

Mr=34.43 *4.4= 151.492Tf.m

$\frac{\sum Ms}{\sum Mr} = 10.47 \geq 1.5$

La condition dé stabilisé du déversoir est vérifiée

III.3.3. Stabilité au glissement :

Pour qui il y ait pas de glissement, il faut que :

$\frac{\sum Fh}{\sum Fv} \leq f$

Avec f=0,8

$F_h = F_h^{am}$ = 34.345 Tf

$F_V = P_r + F_V^{am}$ =179.18 +5.81 = 184.99.4Tf

$\frac{\sum Fh}{\sum Fv} = 0.18 \leq f$

Donc du point de vue glissement le déversoir est stable.

III.4. STABILITE DES MURS BAJOYERS DU COURSIER :

Les murs bajoyers travaillent comme des murs de soutènement, ils s'opposant à la Poussée d'eau.
Les sollicitations auxquelles est soumis l'ouvrage pendant son exploitation sont diverses et dépendent essentiellement des dimensions choisies, la stabilité d'un tel ouvrage doit être assurée afin d'éviter les dégâts qui peuvent avoir lieu.

Les murs bajoyers assurent en même temps l'acheminement régulier des eaux vers l'aval.
Le calcul de stabilité se fait pour une tranche de 1m de longueur.
Schéma de calcul: Voir figure N°III.2

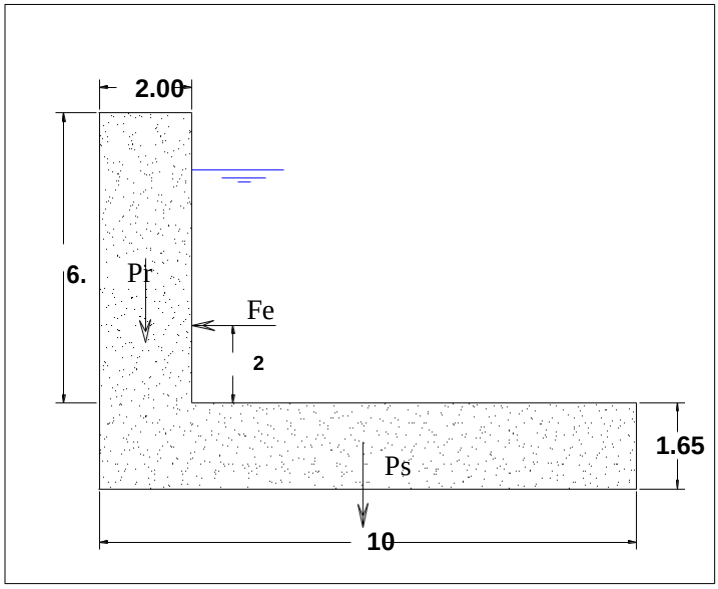


Figure III.2: Schéma de calcul

Les forces qui agissent sur le mur bajoyer sont:

a- FORCES VERTICALES :

- **Poids du rideau :**
  $\gamma_b = 23.5$ KN/m
  $P_r = \gamma_b * 2 * 6 = 28.2$ tf
- **Poids de la semelle *:***

  $P_s = \gamma_b * 1.65 * 10 = 38.775$

b- FORCES HORIZONTALES *:*

- **Poussée d'eau *:***
  $\gamma_e = 9.81$ KN/ m^3

  $F_e = \gamma_e * 0.5 * H^2$; $F_e = 19.62$ ft

-

III.4.1.STABILITE AU RENVERSEMENT :

Pour le calcul de stabilité au renversement, nous considérons que le canal est plain et ceci pour augmenter la sécurité.

Le mur est stable au renversement si :

$\frac{\sum Ms/o}{\sum Mr/o} \geq K_r^{adm}$

$M_{s/o}$: Moments stabilisants;

$M_{r/o}$: Moments renversants;

$\sum M\,s = P_r\,(1) + P_s\,(5.00)$

P_r =28,2 tf

P_S =38.775 tf

AN: $\sum Ms/o$ = 222.075 ; $\sum Mr/o$ =3.92*Fe = 76.91

$\frac{\sum Ms/o}{\sum Mr/o}$ = 2.88 $\geq$ 1.5

Donc la stabilité du mur au renversement est vérifiée.

III .4.2.STABILITE AU GLISSEMENT :

La stabilité du mur au glissement est assurée si:

$\frac{\sum Fh}{\sum Fv} \leq F$

$\sum Fv$: Somme des forces verticales (stabilisat rices);

$\sum Fh$: Somme des forces horizontales (déstabilis atrices);

F : Coefficien de frottement du béton BCV sur béton BCR

$\sum Fv$ = 66.975 tf

$\sum Fh$ = 19.62

$\frac{\sum Fh}{\sum Fv}$ = 0.29 $\leq F$

La stabilité du mur est vérifiée vis-à-vis au glissement

III.4.3.STABILITE AU POINÇ ONNEMENT :

Le poinçonnement est le renversement de l'ouvrage autour d'un point G se trouve au centre de gravité de la base du radier.

$\sigma_{béton}$: Est la contrainte maximale que peut supposer le BCR qui support la base du mur.

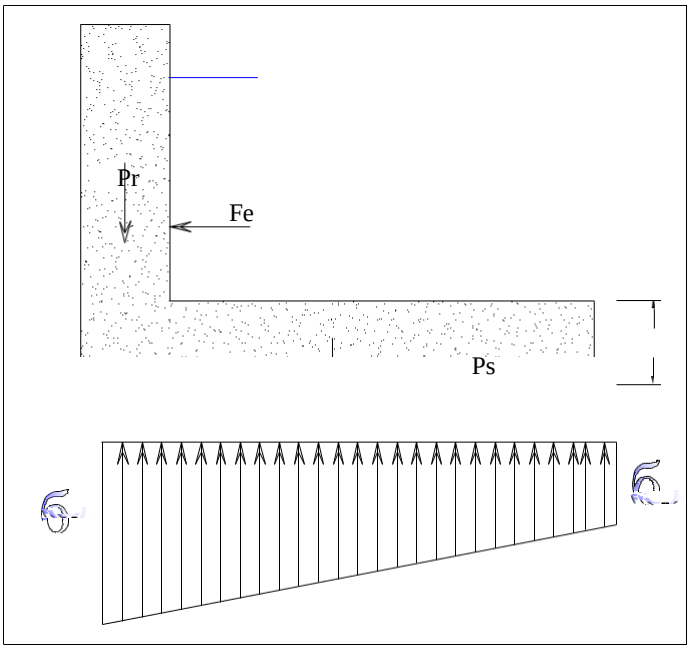


Figure III.3 : les contraintes exercées sur le BCR.

Calcul des contraintes exercé par l'ouvrage sur le BCR : sous l'effet des forces verticales et Horizontales, il va créer des contraintes σ_1 et σ_2 à la base.

Le signe positif des moments le sens des aiguilles d'une montre.

On a :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + 6\frac{Mg}{b*B^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - 6\frac{Mg}{b*B^2}$$

Avec :

N : Somme des forces verticales.

M_G : Somme des moments des forces verticales et horizontales par rapport à G.

b : Longueur transversale de la base, (on prend l m).

B : Largeur de la semelle.

S= b x B : Surface de la base de la semelle.

Il faut vérifier que sous l'effet de tout les forces extérieures les contraintes qui s'exercent à la base du mur sont inférieurs a la contrainte admissible de BCR de fondation

$$\begin{cases} \sigma 1 \text{ et } \sigma 2 \geq 0\ bar \\ \sigma 1 \text{ et } \sigma 1 \leq \sigma beton \end{cases}$$

$N = (P_r + P_s) * 1.35 = 90.416$

$\sum M/G = P_r * l_r * 1.35 + F_e * l_e * 1.5$
$= 36.144$

$\sigma 1 = 11.24 \ t/m^2$

$\sigma 2 = 7.49 \ t/m^2$

$$\sigma 1 \text{ et } \sigma 2 \leq \sigma beton$$

Donc la condition de non poinçonnement est vérifiée.

III.5.AVANTAGES ET INCONVÉ NIENTS D'APPLICATIONS DES BCR :

- Avantages

* Faible contenu en matières cimentaires (< 175 kg/m^3)
- Faible chaleur d'hydratation
- Faible coût / m^3

* Rapidité de mise en place
- Usines en continu
- Convoyeurs

* Technologie peu complexe
* Grande stabilité volumique
* Par rapport à un ouvrage en terre
- Volume plus faible
- Meilleure résistance à l'érosion
- Imperméabilité
- Possibilité de prévoir une centrale adjacente à l'ouvrage

* Par rapport à un ouvrage en béton
- Moins de matières cimentaires
- Rapidité de mise en place
- Pas ou peu de coffrages

- Inconvénients

* Qualité des parements
* Difficulté d'entraîner de l'air
* Coût de transport des matières cimentaires en régions éloignées

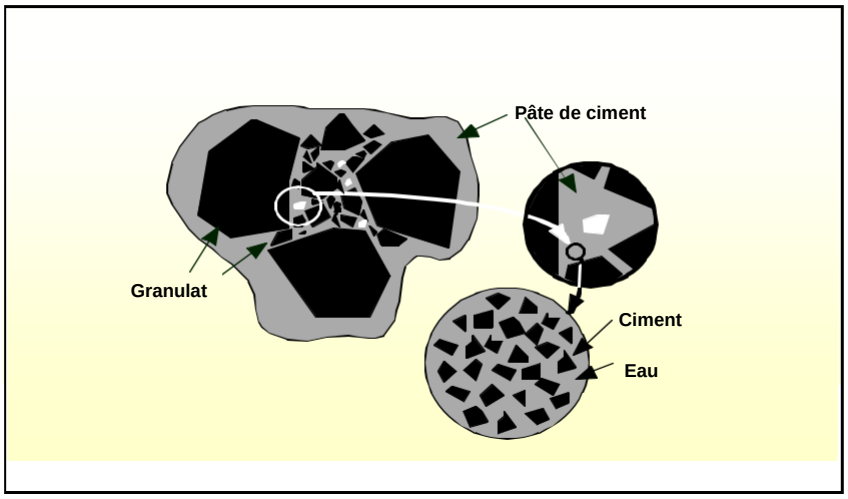


Figure III.4 : Bon remplissage du squelette granulaire

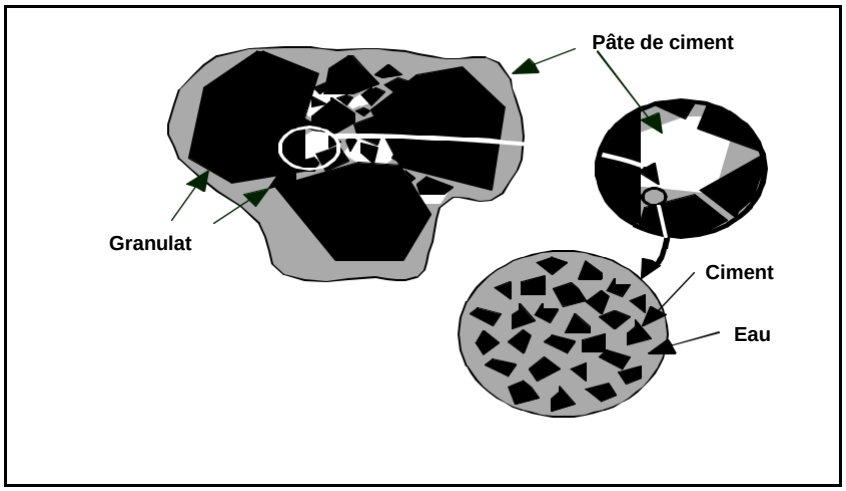


Figure III.5 : Mauvais remplissage du squelette granulaire

CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous avons vérifié la stabilité des murs de coursier de l'évacuateur de crue par le calcul de toutes les forces et les contraintes qui agissent sur notre ouvrage. Nous avons trouvé que l'ouvrage est stable à différentes actions de mouvement :

- Stabilité au renversement,
- Stabilité au glissement,
- Stabilité au poinçonnement.

Nous avons réalisé des différents éléments de l'évacuateur de crue par la technologie des Béton Compacté au Rouleau est éprouvée .

Chapitre : IV

Etude De Stabilité

Introduction :

Ce chapitre se propose d'indiquer les principes généraux de calcul des principales actions et de leurs effets.

Les actions sont classées en trois catégories :

- les actions permanentes ;
- les actions variables ;
- les actions accidentelles.

IV.1.Principes De Calcul Des Actions Et Des Effets Des Actions :

IV.1.1. Actions Permanentes :

Les actions permanentes sont les actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite.

Les actions permanentes sont notées G.

IV.1.1.1. Poids Propre :

Notations :

G_0 : poids propre

γ_b : poids volumique des matériaux du barrage

S : surface du profil étudié

L'intensité du poids propre est représentée par une valeur nominale calculée à partir des dessins et des coupes du projet et en prenant en compte la surface du profil étudié (S), le poids volumique des matériaux du barrage (γ_b) et le poids des équipements fixes.

IV.1.1.2 – Poussée Des Sédiments :

Notations :

G_1 : poussée des sédiments

$\gamma.sédiment$: poids volumique déjaugé des sédiments (poids volumique humide des sédiments. poids volumique de l'eau)

$\varphi.sédiment$: angle de frottement interne des sédiments

K_{indice} : coefficient de poussée des sédiments

Principe De Calcul :

Le principe du calcul de l'action des sédiments revient à un calcul de poussée. Les sédiments sont considérés non pas comme un fluide, mais comme un matériau frottant possédant donc un angle de frottement interne.

En premier lieu, il convient de déterminer la hauteur du massif des sédiments, qui est obtenue sans difficulté pour les barrages existants et par des études spécifiques pour les projets. On envisage la hauteur des sédiments maximale obtenue à moyen et long terme.

Le calcul est mené en considérant que la poussée de l'eau agit sur toute la hauteur du massif des sédiments et on calcule la poussée des sédiments à partir du poids volumique déjaugé $\gamma_{.sédiment}$.

On néglige les frottements entre le massif des sédiments et le parement amont, ce qui revient à considérer que la résultante est perpendiculaire au parement amont.

Cette hypothèse est d'autant plus réaliste que les sédiments ont une granulométrie fine, ce qui est le cas dans la plupart des ouvrages. En outre, elle va dans le sens de la sécurité.

1). Hypothèses Relatives Au Poids Volumique Déjaugé Des Sédiments $\gamma_{.sédiment}$:

Pour des ouvrages existants, il peut être obtenu à partir de prélèvements de sédiments et d'essais en laboratoire.

Notons quelques valeurs guides pour $\gamma_{.sédiment}$:

- sédiments du barrage de Génissiat (essentiellement des limons) : $\gamma_{.sédiment}$ = 5 à 8 kN/m^3 ;

- recommande d'adopter, à défaut de donnée, $\gamma_{.sédiment}$ = 9,2 kN/m^3

- recommande en première approximation $\gamma_{.sédiment}$ = 10 kN/m^3

2). Hypothèses Relatives Au Coefficient De Poussée K_{indice} :

Plusieurs choix ont été mis en avant :

- propose le coefficient de pression latérale des terres au repos, obtenu à partir de la formule de Jacky : K_0 =1-sin $\varphi_{.sédiment}$.

Avec l'angle de frottement interne des matériaux saturés $\varphi_{.sédiment}$ = 30° (ce qui est une valeur usuelle pour des matériaux fins), on obtient K_0 = 0,50

- propose le coefficient de poussée de Rankine : Ka = tan² (π/4- $\varphi_{.sédiment}$ /2). Avec $\varphi_{.sédiment}$ = 15°, on obtient Ka = 0,59

- propose d'adopter en première approche : K = 0,39 (=36/92)

Notons que le choix du coefficient de poussée est, de façon théorique, lié à l'état limite étudié.

IV.1.2. Actions Variables :

Les actions variables comprennent les actions dont l'intensité et/ou les points d'application varient fréquemment et de façon importante dans le temps.

Les actions variables sont notées Q.

Dans notre contexte, nous considérons que les actions de l'eau (poussées hydrostatiques amont et aval et action des sous-pressions) sont des actions variables, et ce quelles que soient l'amplitude et la fréquence du marnage de la retenue.

IV.1.2.1. Poussée Hydrostatique Amont :

Notations :

Q_1 : poussée hydrostatique amont

Q_3 : poussée hydrostatique aval

γ_w : poids volumique de l'eau dans la retenue

Principe de calcul :

Le principe du calcul de l'action de l'eau de la retenue revient à un calcul de poussée hydrostatique.

Sauf cas particulier (barrages de torrents de Montagne), le poids volumique de l'eau est pris égal à $\gamma_w = 9{,}81$ kN/m^3, en toutes circonstances.

Pour le calcul de Q_1 (et Q_3), il convient de déterminer les niveaux de remplissage représentatifs de la retenue (et en aval du barrage) compatibles avec la situation de projet considérée. Plusieurs exemples représentatifs utilisés dans la suite du rapport sont cités ci-dessous :

Niveau de l'eau dans la retenue :

Les recommandations existantes considèrent différentes cotes de remplissage de la retenue.
Les principales cotes sont les suivantes **:**

- retenue normale d'exploitation (RN) :

L'appellation « retenue normale d'exploitation » correspond plus à une pratique dans les notes de calculs qu'à une définition précise issue de la littérature. Par ailleurs, elle est relativement abusive car les retenues de barrages sont loin d'être exploitées, de façon moyenne, à la cote RN.

- cote minimale d'exploitation normale :

C'est le seuil bas de l'exploitation normale de la retenue, en deçà duquel il est considéré une opération de vidange.

- les plus hautes eaux (PHE) :

Elles correspondent au niveau de la retenue obtenu pour la crue de projet, arrivant sur un barrage dont la cote de remplissage est à la RN et sans dysfonctionnement de l'évacuateur de crue. Il s'agit d'un niveau de remplissage peu courant dans la vie du barrage, laissant généralement une revanche (distance entre la cote des PHE et la crête du barrage) suffisante.

Les pratiques usuelles à la crue de projet une période de retour de 1000 ans pour les barrages poids.

Le niveau des PHE est à rapprocher de la cote « maximum water surface » qui est la cote atteinte pour la crue de projet

IV.1.2.2. Poussée Hydrostatique Aval :

La poussée hydrostatique aval (Q_3) est le plus souvent liée à la poussée hydrostatique amont. Elle est déduite d'un calcul de ligne d'eau dans la rivière en aval du barrage.

Toutefois sur certains ouvrages (contre-barrage aval, succession de barrages, …),Q_3 peut être une action variable indépendante de la poussée hydrostatique amont.

IV.1.2.3. Action des sous-pressions :

Le calcul est en général à faire pour la crue de projet. En l'absence de drainage, on considère habituellement un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression (Um) du plan d'eau en pied amont et une sous-pression (Uv) égale au niveau d'eau en pied aval (**figure 2-a**).

En l'absence de drainage, le diagramme des sous-pressions peut être plus défavorable que le diagramme trapézoïdal **(a)** de la **figure 2** si les fissures du rocher ont tendance à se refermer au pied aval. Lorsque l'étude géologique conduit à redouter cette hypothèse, des drains doivent impérativement être forés au pied aval.

En cas de drainage et dans l'hypothèse d'un entretien régulier des drains, il est recommandé de considérer que le drainage est efficace à 50 %, ce qui revient à dire que les sous-pressions sont abaissées de moitié au droit du voile de drainage :

$U_A - U_B = (U_A - U_C)/2$ (figure 2-b).

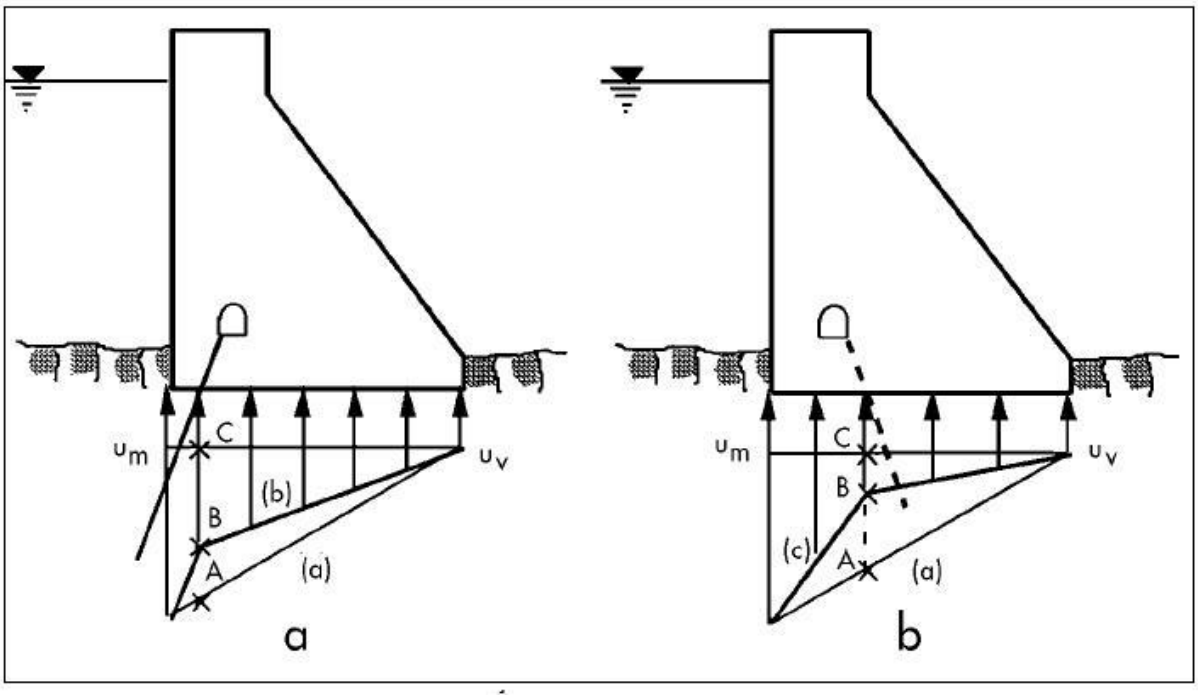


Fig. IV.1 - Diagramme indicatif des sous-pressions : (a) - sans injection ni drainage

(b) - avec voile d'injection

(c) - avec drainage

De même, si un voile d'injection a été réalisé en fondation près du pied amont, et pour autant que le pied amont ne soit pas soumis à des tractions, on considère que le voile a pour effet de

diminuer d'un tiers la sous-pression juste à son aval (par rapport à un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression côté amont) :

U_A-U_B = (U_A-U_C)/3 (**figure 2-a**)

IV.1.3. Actions Accidentelles :

Les actions accidentelles proviennent de phénomènes se produisant très rarement avec des intensités très élevées. Dans ce cadre, les pratiques actuelles considèrent :

IV.1.3.1. Séisme :

Au cours d'un séisme, l'énergie transmise par la fondation se traduit par la mise en mouvement de l'ouvrage, structure qui malgré son caractère massif est susceptible de se mettre en vibration. Les sollicitations mécaniques auxquelles un barrage est alors soumis sont de deux types :

- les forces d'inertie dues à l'accélération de la structure ;

- les forces hydrodynamiques dues à la mise en vibration de la retenue qui s'ajoutent aux forces hydrostatiques.

IV.1.3.2. Poussées Hydrostatiques Exceptionnelles :

Les poussées hydrostatiques exceptionnelles, correspondant à des niveaux de retenue supérieurs aux PHE.

IV.2. Géométrie Du Barrage :

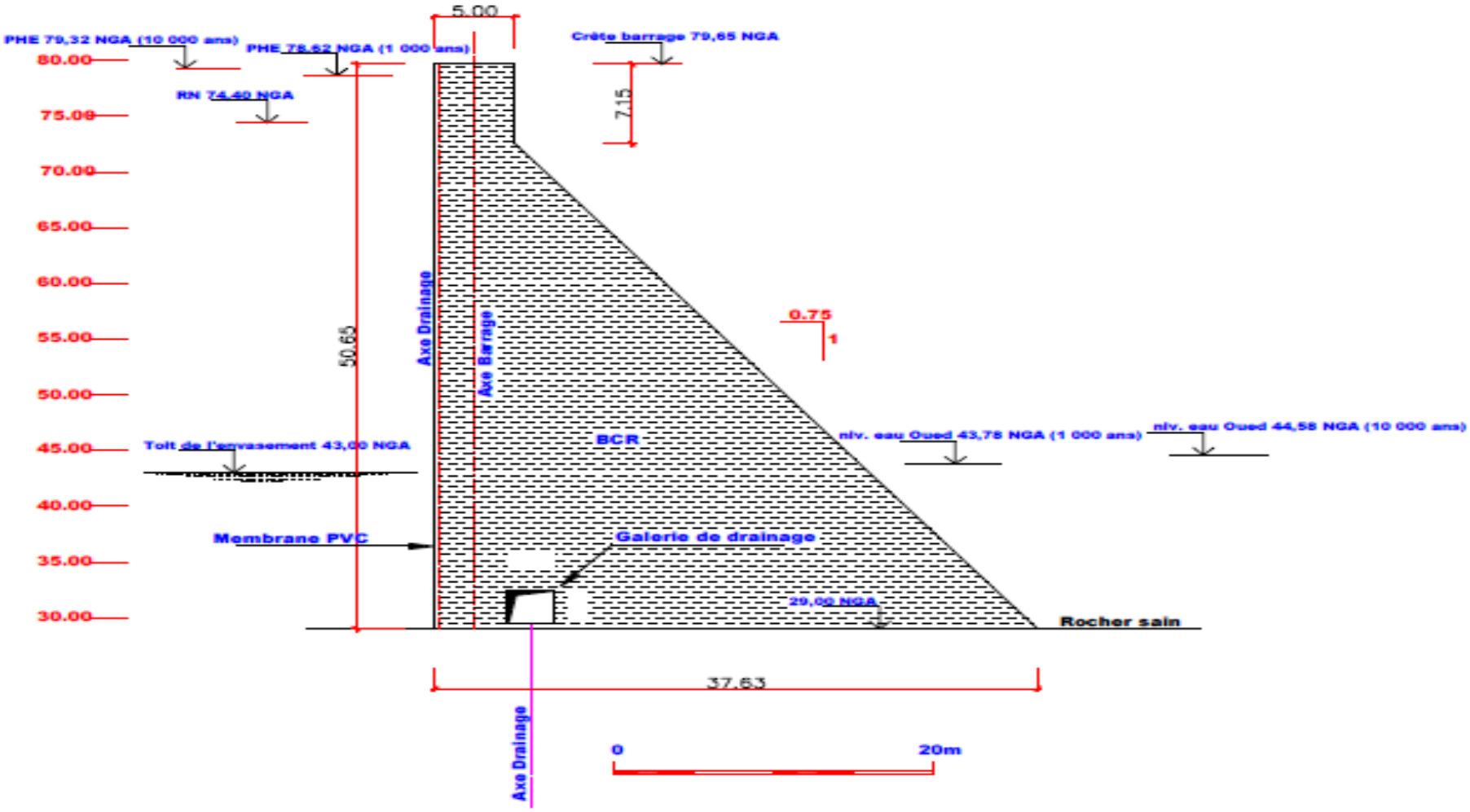
Les principales caractéristiques du barrage sont les suivantes :

Cote de couronnement : 322,00 NGA.

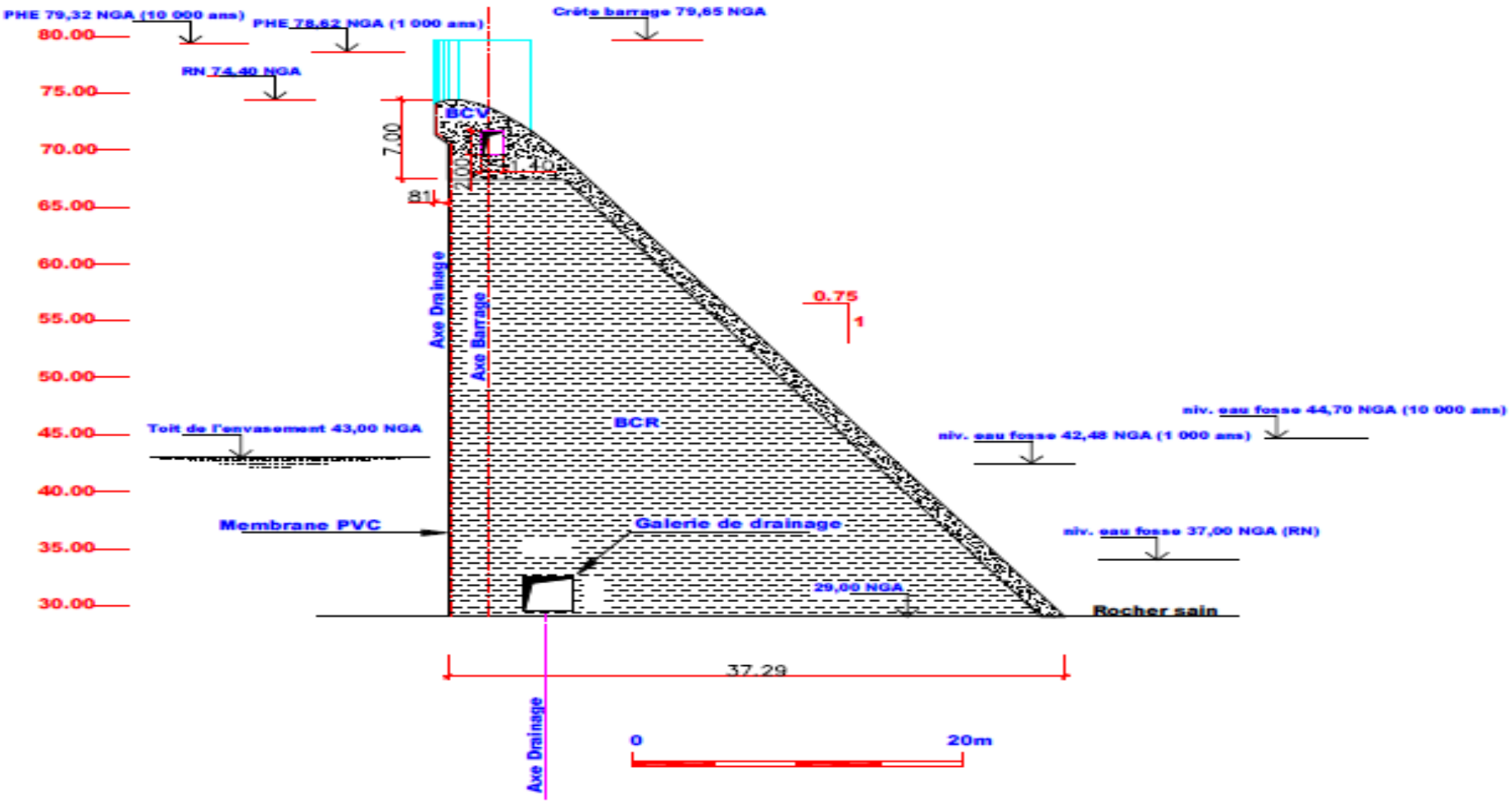
Seuil de l'évacuateur de crues, de type Creager, calé à la cote 74.40 NGA correspondant à la cote de retenue normale (RN).

Coursier intégré au barrage, composé de marches d'escalier de 1,20 m de hauteur permettant d'obtenir rapidement un écoulement très aéré de l'eau dissipant l'énergie et de minimiser l'importance des ouvrages de dissipation en pied aval du barrage. Les calculs de stabilité ont été effectués sur le profil courant suivant :

Le profil type 1, correspondant à la section courante la plus critique, (hauteur maximale sur fondation), hors emprise évacuateur.



Figueur IV.2 : Profile type courant



Figueur IV.3 : Profile type évacuateur

IV.3.Caractéristiques Des Matériaux De Construction :

IV.3. 1 Poids Propre :

Engendrées en conditions normales par la poussée hydrostatique de la retenue, grâce au frottement résistant des interfaces béton/fondation et béton/béton. Les caractéristiques des matériaux utilisés sont résumées ci-dessous :
Masse volumique du BCR (y compris BCR enrichi) : 2 300 kg/m^3
Masse volumique du béton conventionnel : 2 350 kg/m^3

IV.3.2 Resistance A La Compression :

Pour BCR, nous adoptons la valeur suivante : RC = 10MPa à 90 jours.
Nous adopterons la même valeur pour le béton conventionnel.

IV.3.3 Caractéristiques De Cisaillement :

Les types de matériaux constitutifs du barrage (BCV, BCR), on prendre en compte une cohésion minimale dans les calculs de stabilité.
On adopte dans les calculs les valeurs minimales de cohésion et de frottement :
C = 0,15MPa pour le BCR .
C = 0,25MPa pour le béton conventionnel
f = 40°.

IV.3.4 Caractéristique Du Substratum Rocheux :

Les interprétations géologiques et les quelques essais géotechniques conduisent à adopter les caractéristiques géo mécaniques suivantes :
Résistance à la compression : Rcr = 34 MPa .
Frottement : tg ∅= 1 ; ∅= 45°
• Cohésion : C = 1MPa.

IV.4. Les Cas De Calcul Stabilité :

Cas 1 : ce cas de charge normale est caractérisé par une retenue à son niveau normal d'exploitation (RN).

Cas 2 : ce cas de charge exceptionnel correspond au passage de la crue de projet millénale. Le niveau des plus hautes eaux (PHE (1 000 ans)) à l'amont de l'ouvrage est égal à 78,62 NGA
A l'aval le niveau est :

IV.4.1. Les forces agissant sur le barrage (profil courante) :

profil type section courante

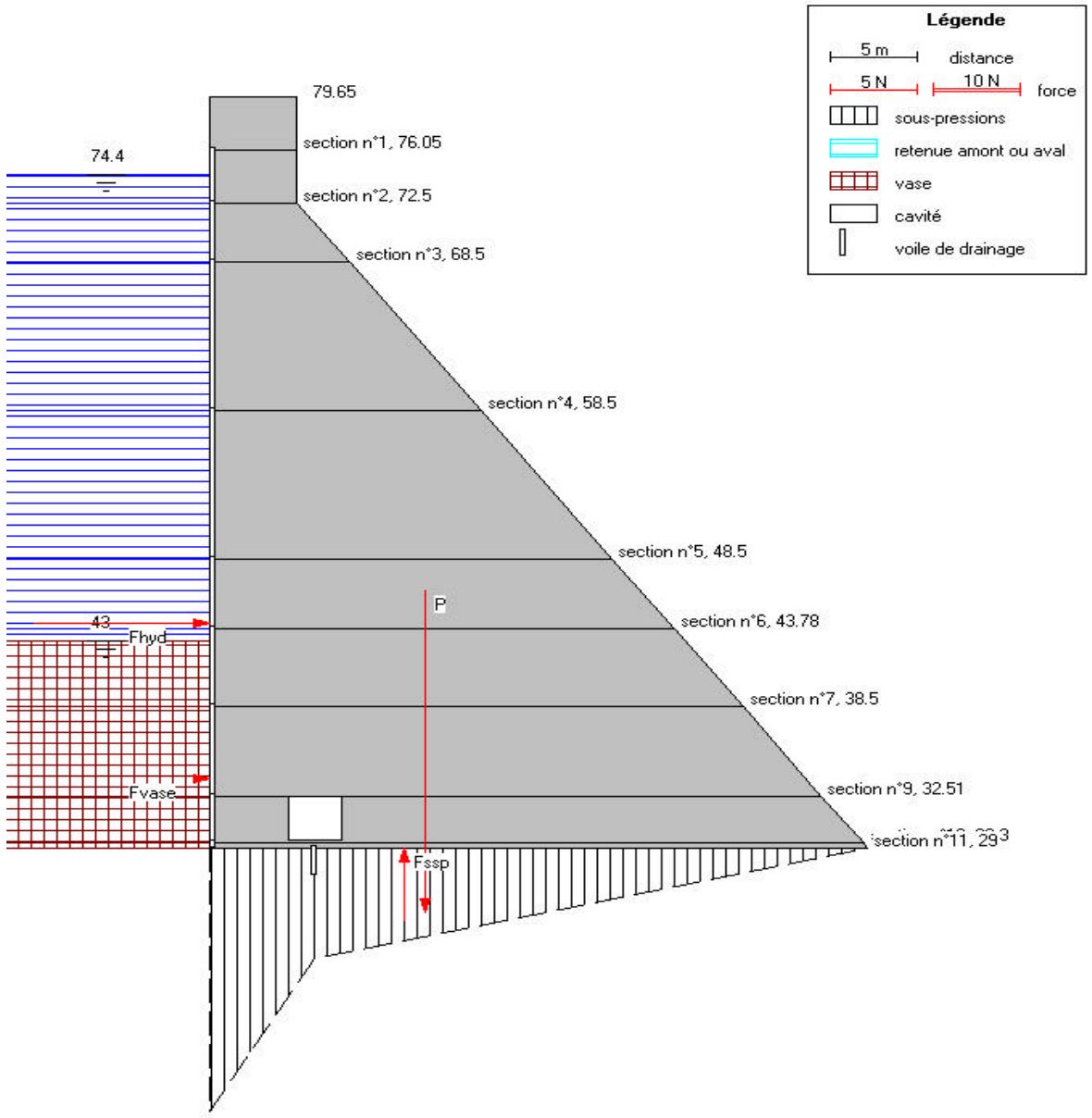


Figure. IV.4 - Diagramme indicatif des sous-pressions

- **Calcul la stabilité dans le première cas :**

Cas de charge normale est caractérisé par une retenue à son niveau normal d'exploitation (RN).

Poids Propre :

Calcul de surfaces et centre de gravité X_G = 18.815 Y_G = 16.83

La surface: S = 1920.4478 m^2.

G_0 : poids propre

γ_b : poids volumique des matériaux du barrage

S : surface du profil courant

b: largeur du profil

G_0 = γ_b *b*S = 2.3*(1920)*1 =4417.03 tf

Poussée Des Sédiments :

G_1 : poussée des sédiments

$\gamma_{.sédiment}$: poids volumique déjaugé des sédiments (poids volumique humide des sédiments. poids volumique de l'eau)

$\varphi_{.sédiment}$: angle de frottement interne des sédiments

Niveau d'envasement au droit du barrage : 243,00 NGA.

Masse volumique de la vase : $\gamma_{.sédiment}$ = 1400 kg / m^3

Coefficient de poussée de la vase :

$G_{1H} = \frac{1}{2} * \gamma * H_s^2 * \tan^2 (\frac{\pi}{4} - \frac{\emptyset}{2})$

G_{1H} = 141.148 t f

G_{1V} = 14.19 t f

G_1 = 141.86

Poussée Hydrostatique Amont :

Q_1 : poussée hydrostatique amont

Q_3 : poussée hydrostatique aval

γ_w : poids volumique de l'eau dans la retenue

γ_w = 9,81 kN/m^3.

$Q_{1H} = \frac{1}{2} * \gamma * H^2$ = 1255.57 f t

Q_1 = 1262.47 f t

Q_{1V}= 131.78 f t

.

Action des sous-pressions :

$U_A - U_B = (U_A - U_C) / 3$

Centre de gravité sous pression :

X : 13.82

Y : -9.43

S; section de hydro-gramme de sous pression.

$S = 1353.24\ m^2$

$U = B^* \gamma_w * S = 1326.17$ tf

1- Stabilité au renversement :

$$\frac{\sum Mstabilisants}{\sum Mrenversant} \geq 1.25$$

La somme des moments par rapport au point A

D'où :

$M_s = G_0 * L_0 + G_{1V} * L_1 + Q_{1V} = 168084.935$ f. m

$M_r = G_{1H} * L_2 + Q_{1H} * L_3 + U * L_4 = 81654.781$ f. m

$$\frac{\sum Mstabilisants}{\sum Mrenversant} = 2.05 \geq 1.25$$

2- Stabilité au glissement :

Pour cette vérification il faut :

$\frac{\sum Fh}{\sum Fv} \leq K_g$

D'où : $K_g = 1.2$

Les forces verticales :

$\sum Fv = G_0 + G_{1V} + Q_{1V} - U = 3236.83$ f t

Les forces horizontales :

$\sum Fh = G_{1H} + Q_{1H} = 1396.718$ f t

$\frac{\sum Fh}{\sum Fv} = 0.4 \leq K_g$

3- Stabilité au soulèvement :

On vérifié que :

$$\frac{\sum Fv\ resistants}{\sum Fv\ active} \geq 1$$

D'où : $\sum Fv\ resistants = G_0 + G_{1V} + Q_{1v} = 4563.07$ f t

$\sum Fv\ active =$ 1326.24 ft

$$\frac{\sum Fv\ resistants}{\sum Fv\ active} = 3.44 \geq 1$$

- **Calcul la stabilité dans le deuxième cas :**

1- Stabilité au renversement :

$$\frac{\sum Mstabilisants}{\sum Mrenversant} \geq 1.5$$

La somme de moment par rapport de point A.

D'où :

M_s = 168084.935 f. m

M_r = 81654.781 f. m

$$\frac{\sum Mstabilisants}{\sum Mrenversant} = 2.05 \geq 1.5$$

2- Stabilité au glissement :

Pour cette vérification il faut :

$$\frac{\sum Fh}{\sum Fv} \geq K_g$$

D'où : Kg= 1.2

$\sum Fv$ = 3185.83 ft

$\sum Fh$ = 1412.81 ft

$$\frac{\sum Fh}{\sum Fv} = 0.443 \leq K_g$$

2- Stabilité au soulèvement :

$$\frac{\sum Fv\ resistants}{\sum Fv\ active} \geq 1$$

D'où :

$\sum Fv\ resistants$ = 4550.2 ft

$\sum Fv\ active$ = 1376.8 ft

$$\frac{\sum Fv\ resistants}{\sum Fv\ active} = 3.3 \geq 1$$

Conclusion :

Dans ce chapitre on a vérifié stabilité de notre ouvrage (barrage poids sur une assise rocheuse), on voit bien que notre barrage est stable soit au glissement, renversement aussi au soulèvement.

On vérifier la stabilité du barrage par le calcul des différentes forces qui agissent sur le barrage, ainsi que les moments et vérifier la stabilité.

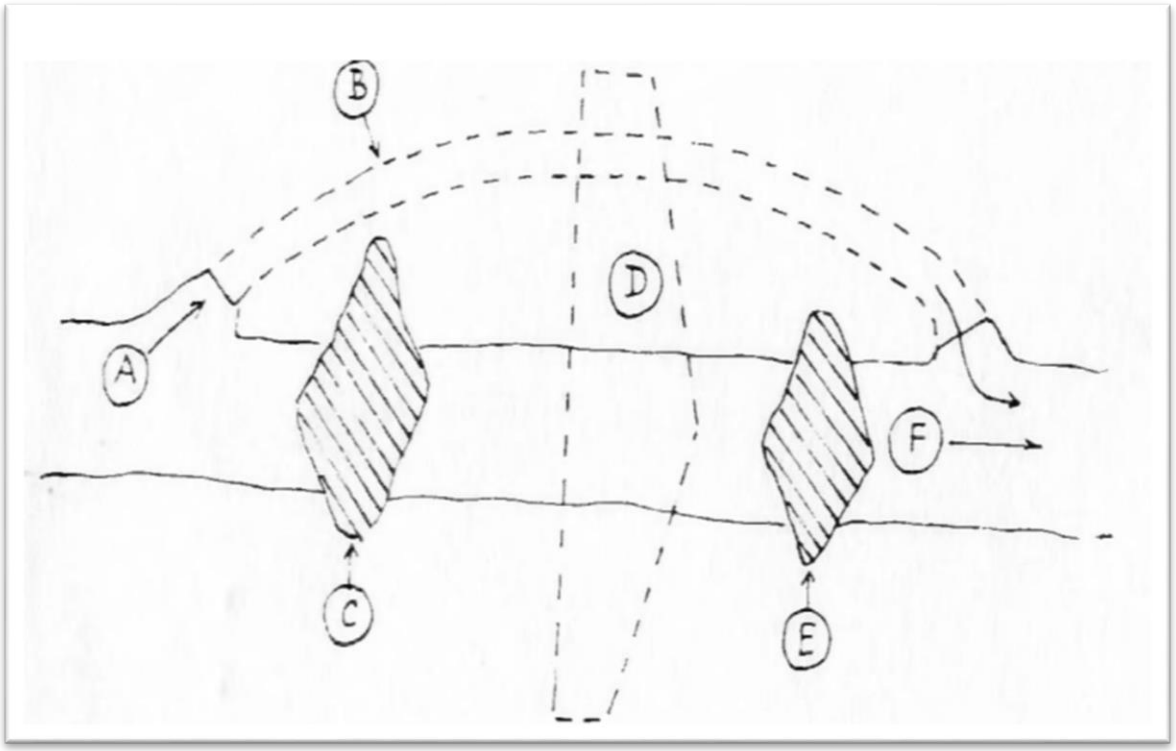
Chapitre V :
Etude de dérivation provisoire, prise d’eau et vidange de fond

V.1. Etude de dérivation provisoire :

L'ouvrage de dérivation a pour but de dériver les eaux des crues pendent la construction du barrage pour pouvoir réaliser à sec les travaux et protéger le chantier contre les venues d'eau pouvant provoquer des dégâts matériels ou même humaines, et causant par la suite la perturbation dans les travaux et le mauvais déroulement de la construction.

V.1.1Choix de type de dérivation

L e s ouvrages de dérivations doivent tenir compte des caractéristiques hydrologiques, topographiques, et géologiques du site, le coût et la durée de construction de la galerie, canal ou conduite de déviation et les ouvrages de fermeture (batardeaux) sont d'autant plus importants que le débit de cours d'eau est élevé, les sections des galeries et les niveaux dépendent non seulement du débit maximal à dériver, mais également des conditions du transfert de la rivière. U n site étroit et encaissé nécessitera des ouvrages de dérivations différents de ceux envisageables pour un site large et plat. Les conditions géologiques doivent être prises en compte lors de l'étude du projet de dérivation. Les études géologiques sont essentielles, spécialement pour les longues galeries de dérivation, afin de bien connaitre la nature des terrains traversées et éviter des retards dans la construction. La disponibilité sur le site des matériaux convenables (enrochements, argiles, grés …etc.) peut orienter le choix du type de l'ouvrage de dérivation.



A : Tête amont de la dérivation ; B : Galerie ou canalisation ; C : Batardeau amont

D : Barrage principale à construction ; E : Batardeau aval ; F : Lit de la rivière

Figure V.1 Schéma général des ouvrages de dérivation

Type de dérivation

a. 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.

b. 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 et prise d'eau).

c. Canal de dérivation : c'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.

Vu les conditions topographiques, géologiques et économiques on a opté pour une galerie de dérivation provisoire circulaire dans la rive droite de l'oued avec batardeau amont et aval.

V.1.2. Séquence des travaux

Les travaux sont exécutés dans l'ordre suivant :

- Mise en place d'un batardeau partiel pour la construction de la galerie de dérivation.

- Construction de la galerie de dérivation.

- Coupure et dérivation de la rivière.

- Construction des batardeaux.

- Construction des ouvrages définitifs.

- Coupure finale et mise en eau.

V.1.3. CRUE DE CHANTIER :

Comme critère de projet, on considère la crue de période de retour 10 ans. Etant donnée la nature du barrage projeté (BCR), et dans un souci de minimiser le coût de construction des ouvrages de dérivation, nous admettons un risque de submersion pendant la durée du chantier, au passage d'une crue de débit de pointe supérieur à celui de la crue de période de retour 10 ans.

Le débit de pointe de la crue de période de retour 10 ans, déterminé à partir du bassin versant de 379 km2 est égal à 580.53 m3/s.

L'étude du laminage de la crue de chantier par le batardeau est déterminée à partir d'un hydrogramme triangulaire de débit de pointe QT , de temps de base TB avec un temps de concentration $TC = 1/2TB$ (en moyenne les crues sont symétriques.

Pour le site de Boussiaba, nous retiendrons les valeurs suivantes :

$QT(10ans) = 580.53$ m3/s

$TB = 24$ h

$T_c = (1/2)*T_b = 12$ h

L'hydrogramme type de crue de chantier de période de retour 10 ans de l'oued Boussiaba, au droit du site du barrage, est présenté en chapitre d'étude hydrologique.

V.1.4. VENT DE PROJET :

Les données aérologiques concernant la zone du projet, utilisées pour déterminer la hauteur de revanche (différence de niveau entre la cote de couronnement du batardeau et la cote de retenue maximale *Z*(*PHE* 10 *ans*)) nécessaire pour contenir le déferlement des vagues produites par le « vent de projet », sont très sommaires. Elles ne permettent pas de fixer précisément les conditions de vent associées à des périodes de retour bien précises. Les seules données que nous possédons au site du barrage font état de vents de vitesses moyennes mensuelles de 5,4 km/h environ.

En l'absence d'informations plus précises, nous retiendrons une vitesse de vent de projet conservatrice de 130 km/h.

En ce qui concerne la direction du vent, nous considérerons la direction la plus défavorable, c'est à dire celle qui maximise le fetch.

V.1.5. CARACTERISTIQUES DES OUVRAGES DE DERIVATION PROVISOIRE :

V.1.5.1. GEOMETRIE DE LA GALERIE DE DERIVATION PROVISOIRE :

La dérivation provisoire de l'oued Boussiaba est assurée par une galerie rectiligne implantée dans l'éperon rocheux de la rive droite. Les caractéristiques principales de cette galerie sont les suivantes :

Ø section : section type EDF en « fer à cheval »,

Ø diamètre nominal : à paramétrer dans la gamme des diamètres [3 - 8 m],

Ø largeur du radier : 0,75 fois le diamètre,

Ø hauteur : égale au diamètre,

Ø cote du fil d'eau amont : 36,00 NGA,

Ø cote du fil d'eau aval : 33,43 NGA,

Ø Longueur : 214,39 m

Ø Pente : 1,224 %.

V.1.5.2.NATURE DES PAROIS DE LA GALERIE DE DERIVATION PROVISOIRE :

Les reconnaissances menées au stade de l'APD montrent que la galerie de dérivation provisoire est réalisée dans un très bon rocher, hormis quelques mètres à l'entrée amont (massif cristallin essentiellement composé de microgranites durs, compacts et très résistants). Dans ces conditions, la galerie est réaliser en traditionnel et non revêtue. Pour tenir compte des irrégularités de surface, du fait du mode de perforation de la galerie, nous retenons pour le calcul du laminage de la crue de chantier un coefficient de Strickler égal à 35.

V.1.5.3.GEOMETRIE DU BATARDEAU AMONT :

La protection du chantier de construction du barrage de Boussiaba est assurée par un batardeau provisoire implanté sur l'oued directement à l'amont du barrage. Il est dimensionné en fonction du diamètre de la galerie de dérivation provisoire et du niveau du plan d'eau déterminé par le calcul de laminage de la crue de chantier.

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 parements 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.

V.1.5.4. HAUTEUR DE REVANCHE DU BATARDEAU AMONT EN FONCTION DE LA CRUE DE CHANTIER :

La hauteur de revanche (différence de niveau entre la cote de couronnement du batardeau et la cote de retenue maximale $Z(\ PHE\ 10\ ans)$) est dimensionnée afin de contenir le déferlement des vagues produites par le « vent de projet » soufflant dans l'axe longitudinal de la retenue. La hauteur de revanche se détermine par rapport à la vitesse du vent de projet, de la longueur de fetch, de la hauteur de vague significative et de sa vitesse.

· Vent de projet :

V_w = 130 Km / h = 36,11 m / s

· Longueur de fetch : distance en ligne droite entre le batardeau et le point de rive le plus éloigné :

F = 0,450 *km*

· Hauteur de vague significative *Hs* :

la formule empirique de calcul de « Stevenson-Molitor » donne :

$H_s = 0.76 + 0.032 * \sqrt{Vw * F} - 0.26 * \sqrt[4]{F}$

$H_s = 0.76 + 0.032 * \sqrt{36.11 * 0.45} - 0.26 * \sqrt[4]{0.45} = 0.79$ m

· Vitesse de la vague *V* :

la formule simplifiée de Gaillard donne :

$V = 1,5 + 2*H_s$

$V = 1,5 + 2*´0,79 = 3,08$ m/s

· Hauteur de la revanche *R* :

la hauteur de revanche généralement admise en première approximation s'exprime d'après la formule de « Stevenson-Molitor » par :

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

AN : R = 1.07 m arrondie à 1.10 m.

En additionnant cette valeur à celle de la cote des plus hautes eaux de la retenue, on obtient une cote de couronnement du batardeau égale à :

$Z_{crête} = Z_{PHE\ (10\ ans)} + 1.10$ m

V.1.5.5.. FONCTIONNEMENT DE LA GALERIE DE DERIVATION PROVISOIRE :

Le calcul des niveaux d'eau dans la galerie de dérivation provisoire et l'examen du niveau d'eau aval par rapport à la clef de voûte aval de la galerie de dérivation conduisent à distinguer 2 cas :

Ø Les faibles débits de crue pour lesquels l'ouvrage fonctionne à surface libre.

Dans ce cas, il s'agit de déterminer quelle est la nature de l'écoulement fluvial ou torrentiel, se produisant dans la galerie et d'en déduire la position de la section de contrôle de cet écoulement. Elle sera située à l'aval dans le cas d'un régime fluvial, à l'amont dans le cas d'un régime torrentiel.

Pour un débit *Q* donné, la nature de l'écoulement se produisant dans la galerie dépend de la

comparaison de la hauteur normale 0 *y* , caractéristique d'un écoulement uniforme, à la hauteur critique *c y* pour le débit considéré.

Si 0 *y* > *c y* le régime est fluvial.

Si 0 *y* < *c y* le régime est torrentiel.

Dans le cas de Boussiaba où la pente de la galerie de dérivation est relativement forte et égale à 1,224 %, 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.

Dans ces conditions, lors de la montée de la crue, le niveau d'eau à l'entrée de la galerie de dérivation se rapproche de la voûte de la galerie. La ligne d'eau à l'entrée de la galerie présente un régime critique à l'entonnement, puis un abaissement progressif vers la hauteur normale. Par conséquent, tant que le niveau d'eau à l'entonnement n'atteint pas la voûte de la galerie, le débit évacué par la galerie est celui du régime critique amont dans la section d'entrée de la galerie, soit :

avec :

$$Q_g = \sqrt{\frac{S_m{}^2 * g}{B_s}}$$

B_s : largeur au miroir de la section libre,

S_m : section mouillée.

La hauteur de la retenue au-dessus du radier de la section d'entrée se trouve en ajoutant à *h* le terme d'énergie cinétique $\frac{V^2}{2g}$ et les pertes de charge ΔH à l'entonnement, soit :

$$Z_{retenu} = Z_{radier\ amont} + h + \frac{V^2}{2g} + \Delta H = Z_{radier\ amont} + h + \left(\frac{1+\varepsilon}{S_m^2 * 2g}\right) * Q_g^2$$

avec :

h : hauteur d'eau dans la section d'entrée de la galerie de dérivation provisoire,

ε: coefficient de perte de charge singulière à l'entonnement pris égal à 0,5 (valeur couramment utilisée pour des entrées simples sans arrondies).

- Les débits supérieurs pour lesquels l'ouvrage fonctionne en charge.

Dans ce cas, il s'agit de déterminer quelle est la nature de l'écoulement dénoyé ou noyé, se produisant à la sortie de la galerie de dérivation provisoire et d'en déduire si le niveau d'eau dans l'oued au droit de la restitution de la galerie de dérivation influe ou non sur les valeurs de débit pour lesquelles la galerie fonctionne en charge.

L'écoulement en charge dans la galerie de dérivation ne sera pas influencé par le niveau d'eau aval tant que celui-ci n'atteindra pas la cote de la clef de voûte de la galerie.

Dans le cas de notre étude, le calcul de laminage de la crue de chantier est effectué en faisant l'hypothèse que l'écoulement dans la galerie de dérivation n'est pas influencé par l'aval. Cette condition devra donc être vérifiée en fonction de chaque section d'excavation de galerie étudiée et de la charge amont associée. En ce qui concerne les niveaux d'eau de l'oued Boussiaba au droit de la sortie de la galerie de dérivation, on se reporte à la dans laquelle figurent les résultats de calcul de lignes d'eau réalisés sur un tronçon de l'oued, se développant sur une longueur de 1 260 m, depuis le pied aval du barrage projeté jusqu'à 100 m environ à l'aval de la sortie de la galerie de dérivation provisoire, pour les débits de crues caractéristiques de l'oued Boussiaba.

Dans ces conditions, dès que le niveau d'eau dans la section de contrôle atteint la voûte de la galerie, on suppose que celle-ci est complètement en charge. Le débit est alors donné par :

$$Q_g = \frac{\sqrt{Zretenu - Zaval}}{\sqrt{K1 + K2 + \frac{1}{2g * S_g^2}}}$$

avec :

Z : cote de sortie de l'axe de la galerie,

k1 : perte de charge à l'entonnement égale à :

k2 : perte de charge par frottement de l'eau sur les parois de la galerie égale à

L : longueur de la galerie,

S_g : section pleine de la galerie,

Ks : coefficient de STRICKLER de la galerie pris égal à 35,

R_h : rayon hydraulique de la galerie.

V.2 Ouvrage de vidange

V.2.1 Généralités

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus aval …..).

- De vider la tranche morte en fin saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue).

- De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).
L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

a. Conduite de vidange en charge

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est en fonction du débit à évacuer.

b. Conduites à écoulement libre

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.

- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (plus de 2 m) de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard

à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

c. Ouvrages de vidange à batardeau

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

V.2.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU CIRCUIT DE VIDANGE

Compte tenu que le bassin versant de l'oued Boussiaba est le siège de transport solide, le seuil de la vidange a été calé à la cote 41,50 NGA, légèrement en dessous du toit de l'envasement au droit du barrage fixé à la cote 43,00 NGA résultant de l'étude de l'alluvionnement sur la retenue au terme des 50 ans de durée de vie prévue de celle-ci, entreprise au stade de l'APD Ce calage est conditionné par le fait que la vidange de fond doit à la fois être à l'abri de tout risque majeur d'obstruction et assurer un dé-colmatage efficace, lors d'opération de chasse, des crépines équipant la prise d'eau du circuit de transfert contiguë à celle de la vidange, calées au niveau du toit de l'envasement.

Dans sa conception générale, la vidange de fond est caractérisée par une conduite blindée de 2,65 m de diamètre, coulée dans un ouvrage en béton conventionnel au niveau de la fondation en rive droite du barrage.

A l'amont, elle dispose d'un ouvrage de prise équipé de barreaux en béton à large maille, permettant à tout corps qui traverse les orifices d'entonnement de la grille de transiter sans difficulté dans le conduit de vidange. La partie amont du pertuis est munie d'une rainure à batardeau.

Les organes de coupure de débit de vidange de fond, constitués d'une vanne plate de garde (h = 2,50 m et l = 2,10 m) et d'une vanne segment de réglage (h = 2,50 m et l = 2,10 m), sont installés en tête aval de la conduite. A l'aval de la vanne de réglage, vient se raccorder une cuillère de dispersion permettant la restitution dans l'oued Boussiaba.

Suivant les recommandations relatives à la conception des vidanges de fond, en fonctionnement normal, la vanne de réglage aval sera fermée, assurant l'étanchéité et le réglage du débit et la vanne de garde amont sera ouverte.

Les principales caractéristiques de la vidange de fond sont matérialisées dans l'annexe 1 et décrites ci-après :

- un ouvrage de prise muni d'une grille fixe à large maille (2,00 ht. x 1,50 lg. m) et d'une rainure à batardeau, cote de seuil calé à 41,50 NGA,
- une transition blindée (rectangle / rond) de 4,00 m de longueur,
- une conduite blindée de 2,65 m de diamètre sur une longueur de 21,80 m,
- un convergent blindé (rond / rectangle) de 4,00 m de longueur,
- une conduite blindée rectangulaire de 2,50 ht. x 2,10 lg. m sur 6,00 m de longueur,
- une vanne plate de garde de 2,50 ht. x 2,10 lg. m,
- une vanne segment de réglage de 2,50 ht. x 2,10 lg. m.

V.2.3.DONNEES D'ENTREE :

V.2.3.1. NIVEAU DE LA RETENUE :

La vidange de fond n'est pas supposée participer à l'évacuation des crues. Dans ces conditions, les opérations de vidange de la retenue débuteront à la cote de retenue normale (RN) calée à 73,40 NGA.

V.2.3.2. COURBE « HAUTEURS / SURFACES / CAPACITES » DE LA RETENUE

A la demande l'ANB, un levé topographique nécessaire à l'établissement de la loi « hauteur/surface/capacité » de la retenue a été réalisé en 2003, à partir d'un levé terrestre à l'échelle 1/5 000, par la société GEOCAT.

La vidange de la retenue entre la cote de retenue normale (RN) fixée à 73,40 NGA et la cote du seuil de l'entonnement de la vidange de fond fixée à 41,50 NGA représente un volume total de 114 hm3. Sous la cote du radier de l'entonnement de la vidange de fond, il ne restera qu'un volume d'eau de 430 000 m3 (lors de la première année d'exploitation du barrage) qui diminuera au fil des années d'exploitation du barrage, du fait de l'envasement dans la retenue. Cette vidange résiduelle qui n'est pas pris en compte dans nos calculs de simulation pourra se faire par pompage et évacuation à travers la conduite de vidange.

V.2.3.3. COTE DE LA ½ POUSSEE HYDROSTATIQUE :

La cote de retenue donnant une poussée sur l'ouvrage égale à la moitié de la poussée correspondant à la cote de retenue normale (cote de ½ poussée) est donnée par la formule :

$F = \int_{surface} \rho . g . h . ds$

avec :

ρ: masse volumique de l'eau en kg/m3

h : hauteur d'eau en m

Le logiciel utilisé pour le calcul de la ½ poussée hydrostatique exercée sur le parement amont du barrage est la feuille Excel « demipou.xls », faisant partie de la logithèque d'EDF.
Le profil étudié correspond à une coupe en travers suivant la ligne de contact du parement amont du barrage avec le fond de fouille.
Le résultat du calcul, en fonction de la géométrie du profil en travers et de la cote de retenue normale telles que définies précédemment, aboutit à une cote de ½ poussée hydrostatique globale située à 63,75 NGA.

V.2.3.4. FONCTIONNEMENT DE LA VIDANGE DE FOND :

Dans nos calculs de simulation, la vanne plate de garde et la vanne segment de réglage sont à effacement total ***(pleine ouverture).***
Aucun débit ne sort à l'aval du barrage autre que celui transitant dans la conduite de vidange.

V.2.5. LOI HAUTEUR DEBIT DE LA VIDANGE DE FOND

V.2.5.1. FONCTIONNEMENT EN CHARGE DE LA CONDUITE

V.2.5.1.1. CALCUL DES PERTES DE CHARGE DU CIRCUIT

Pertes de charge singulières :

Les pertes de charge singulières correspondent aux ouvrages d'entonnement et aux singularités rencontrées le long du circuit hydraulique. Tous ces dispositifs particuliers influent sur la vitesse d'écoulement et créent des pertes de charges singulières.

L'expression des pertes de charge singulières « *i K* » est de la forme :

H m i D = *x* = *x* = avec : *x* = coefficient de perte de charge

$$\Delta H = .\frac{V^2}{2g} = \xi .\frac{Q^2}{2g*S^2}$$

- à l'entonnement : ξ est estimé 0,3 qui prend en compte les pertes de charges à l'entonnement et la rainure à batardeau (valeur déduite de prises existantes similaires), avec *V* calculée pour la section de la conduite circulaire de diamètre 2,65 m.
- à la transition (rectangle / rond) : ξ est estimé à 0,05, avec *V* calculée pour la section carrée de 2,65 m de coté, au droit de la rainure à batardeau,
- au convergent (rond / rectangle) : ξ est estimé à 0,07, avec *V* calculée au droit de la section rectangulaire (2,50 ht. x 2,10 lg. m),
- au droit de la vanne plate de garde (pleine ouverture) : ξ est estimé à 0,15 (cf.), avec *V* calculée au droit de la vanne (2,50 ht. x 2,10 lg. m).

Pertes de charge régulières :

Les pertes de charge régulières (ou linéaires) sont induites par les forces de frottement interne et directement proportionnelles à la vitesse de l'écoulement.

L'expression des pertes de charge réparties s'écrit :

$$\Delta H = Q^2 * \frac{L}{K_s^2 * R_h^{4/3} * S^2} = Q^{2 * K_j}$$

avec :

R_h : rayon hydraulique de la conduite en m,

K_s : coefficient de STRICKLER pris égal à 90 (acier peint),

L : longueur de la conduite en m.

V.2.5.1.2. DETERMINATION DE LA LOI HAUTEUR-DEBIT :

En prenant l'hypothèse d'un coefficient de contraction égal à 1 à pleine ouverture des vannes, l'équation générale donnant le débit sortant de la vidange de fond s'écrit :

$$Q = \sqrt{\frac{Z_{retenu} - Z_{axe\ sortie}}{\sum K_i + \sum K_j + \frac{1}{2.g.S_{sortie}}}}$$

avec :

$\sum K_i$: Somme des pertes de charge singulières,

$\sum K_j$: Somme des pertes de charge régulières dans la conduite circulaire et la conduite rectangulaire,

S_{sortie} : Section du pertuis de la vanne segment de réglage aval,

$Z_{axe\ sortie}$: Cote de l'axe de la vanne segment de réglage aval.

V.2.5.2. FONCTIONNEMENT EN ECOULEMENT LIBRE DE LA CONDUITE :

En fin de vidange, lorsque le niveau d'eau n'atteint plus la voûte de la conduite, on suppose alors que l'écoulement devient libre et que le débit évacué par la conduite est celui du régime critique amont dans la section d'entrée de la conduite circulaire. Cette hypothèse sous-entend que l'écoulement libre dans la conduite est torrentiel. Dans le cas de la vidange de fond du barrage de Boussiaba où la pente de la conduite 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, l'écoulement sera toujours torrentiel.

Dans ces conditions, le débit évacué par la conduite est celui du régime critique amont dans la section d'entrée de la conduite, soit :

$$Q = \sqrt{\frac{S_{m*g}^3}{B_s}}$$

Avec :

B_s : largeur au miroir de la section libre de la conduite circulaire de diamètre 2,65 m,

S_m : section mouillée.

La hauteur de la retenue au-dessus du radier de la section d'entrée se trouve en ajoutant à h le terme d'énergie cinétique $\frac{V^2}{2g}$ avec V calculée pour la section circulaire de la conduite et les pertes de charge singulières ΔH à l'entonnement et à la transition (rectangle / rond) :

$$Z_{retenu} = Z_{radier\ amont} + h + \frac{V^2}{2g} + \Delta H = Z_{radier\ amont} + h + \left(\frac{1+\varepsilon}{S_m^2 * 2g}\right) * Q_g^2$$

avec :

h : hauteur d'eau dans la section d'entrée de la conduite circulaire,

ε : Coefficient de perte de charge singulière à l'entonnement et à la transition (rectangle / rond) estimé à 0,35.

V.2.6. METHODE DE CALCUL DU TEMPS DE VIDANGE DE LA RETENUE :

Le calcul de simulation est conduit à l'aide des équations suivantes :

Le débit pour une vidange de fond est calculé en utilisant la formule : $Q = \mu.A.\sqrt{2.g.H}$

Tel que $\mu = \frac{1}{(\alpha+\xi+\frac{\lambda L}{D})^{0.5}}$; et λ : coefficient de Darcy ou : $\lambda = \frac{0.021}{D^{0.3}}$; avec D = 2.65

H : la hauteur du centre de conduite de vidange jusqu'au plan d'eau ;

Q. dt = - S(H). dH ;

avec S(H): équation du plan d'eau de forme $S(H)= a.H^2 + b.H + c$

avec a = 0.004 ; b = -0.254 et c = 4.166

on peut prend : $Q.T = - (0.0013\ H^3 – 0.127\ H^2 + 4.166\ H)$

V.2.7. RESULTATS ET COMMENTAIRES

La loi « hauteur-débit » de la vidange de fond est donnée dans l'annexe. La courbe d'évolution de la retenue pendant la phase de vidange de la retenue de Boussiaba est donnée dans l'annexe.

Parmi les débits particuliers on peut noter :

- sous la cote de retenue normale (RN 73,40 NGA), le débit évacué par la vidange de fond est de 102 m3/s,
- sous la cote de ½ poussée (63,75 NGA), le débit évacué par la vidange de fond est de 83,30 m3/s.

La cote de ½ poussée est atteinte en un peu plus de 9 jours (9.1 jours). Au terme des 14 jours de vidange, la cote de retenue se situe à 42,30 NGA, soit 80 cm au dessus du seuil d'entonnement de la vidange de fond. La tranche résiduelle à évacuer jusqu'au seuil d'entonnement, engendrant de faibles débits (inférieurs à 1,80 m3/s) n'est pas en mesure de compromettre la pérennité de l'ouvrage et dans ces conditions, on peut considérer que la vidange de la retenue est obtenue en 14 jours et que le dimensionnement de la vidange de fond satisfait bien aux critères actuels d'exploitation et de sécurité.

V. 3. Etude de la prise d'eau :

V. 3. 1. Introduction:

Les ouvrages de prise dans des barrages, des réservoirs, des bassins de compensation, ou des cannaux qui captent l'eau sous charge doivent être conçus de manière à provoquer le minimun de perturbations dans la conduite d'amener a l'aval. On distingue généralement les prises d'eau à grande profondeur et à faible profondeur. Les prises sur des cours d'eau à lit mobile qui captent l'eau à surface libre sont exclus.

Les prises à grandes profondeurs sont typiquement disposées dans des réservoirs d'hauteur consédirable qui sevent, par exemple, de bassin d'accumulmation pour la production d'energie hydro-éléctrique.

Les exigences hydraulique pour de telles prises sont les suivantes :

- Écoulement sans apparaition de cavitation ;
- Pertes de charges minimales ;
- Absence de formation de zones de sépartion qui pourraient conduire à des vibrations.

V. 3. 2. Types et emplacements possibles :

Les deux types principaux d'ouvrage de prises sont :

- Le siphon :

Le siphon est composé d'une conduite qui suit le profil suppérieur du barrage, d'un clapet et d'un jeu de vannes qui commande son fonctionnement. Ce type d'ouvrage présente les avantages suivants :

- il est économique ;
- il peut aussi être installé dans des barrage anciens dépourvus de prises d'eau ;
- Installation facile ;
- En cas de progression de besoin en eau on peut ajouter facilement d'autres siphons.

Le siphon a l'inconvinient de se désamorcer fréquement, ainsi que sa hauteur d'aspérsion est limitée (7 jusqu'à 8m).

- La conduite entérrée :

Actuellement, la conduite en acier enterrée est la plus utilisée notamenent en milieu rural, elle fonctionne dans la majorités des cas en charge et elle peut être glissée dans la galerie de dérivation ou la conduite de vidange.

Les conduites de prises entérrées posent des problèmes d'infiltrations, et necessitent des écrans anti-renard pour assurer l'étancheité de la fondation.

A côté de la distinction entre une prise d'eau à siphon ou à conduite entérrée, on distingue selon l'emplacement :

- Les prises situées au rives ;
- Les prises indépendantes (situées loin des rives) ;
- Les prises combinées avec le barrage.
  De plus, l'axe d'une prise d'eau peut être orienté verticalement ou horizontalement (ou légèrement incliné) par rapport au plan d'eau du barrage. La prise horizontale ou faiblement inclinée est la rêgle pour les applications dans le cadre des aménagements hydrauliques. En général, pour des raisons de sécurité, les prises d'eau sont équipées d'organes de fermeture. La position de la commande des ces vannes peut être soutérraine ou à la surface.

V. 3. 3. Choix de type de prises :

Vu, les problèmes que peuvent causées les deux types de prises susdites, on optera pour une conduite en acier posé à l'intérieur de la galerie de dérivation alimentée par une tour de prise situé à la rive droite.

V. 3. 4. Calcul hydraulique de la conduite de prise d'eau :

Le but de la conduite est le prélèvement d'un débit destiné à l'iirigation des régions situées à l'aval de la retenue.

a) La distribution mensuelle de la demande :

Le tableau suivant montre la distribution mensuelle de la demande :

Tableau N°= répartition de la demande.

Mois	sept	oct	nov	dec	janv	fevr	mars	avr	mai	juin	juil	aout	total
Besoin Mm^3	21.28	3.16	3.16	3.16	3.16	3.16	3.16	12.22	27.71	33.76	42.82	33.75	190.5
Besoin %	8.65	7.65	6.70	6.70	7.85	6.06	10.01	9.45	9.34	9.11	9.17	9.31	100

On dimensionne la conduite de prise par le débit maximum demandé à l'aval.

Le débit maximum :

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} = \frac{42.82*10^6}{31*24*3600} = 15.98\left(m^3/_s\right).$$

$Q = \mu * S * \sqrt{2gH}$

μ : Coefficient de débit ; $\mu = 0.3$;

S : Surface transversale de la conduite en m^2 ;

$$S = \frac{Q}{\mu * \sqrt{2gH}} = 1.79\ m^2.$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 1.79}{3.14}} = 1.51\ m$$

On prend $D = 1600\ mm$.

b) Correction du coefficient du débit:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \varsigma_1}}$$

$\sum \varsigma_1$: Somme des coefficients des pertes de charges lineaires et singulières. Tel que les pertes de charges singulières sont éstimées à 15% des partes de charges linéaires.

Le coeficient de pertes de charges linéaires est donné par :

$\varsigma_l = \frac{\lambda * l}{D}$;

Avec : $\lambda = \frac{125*n^2}{D^{1/3}}$

λ : Coefficient de pertes de charges linéaires ;

n : Coefficient de rugosité ; $n = 0.01$;

D : Diamètre de la conduite ; D=1600 mm ;

L : Longueur de la conduite en m ;.

AN :

$$\lambda = \frac{125 * n^2}{D^{1/3}} = \frac{125 * 0.01^2}{1600^{1/3}} = 0.00107$$

$$\varsigma_l = \frac{\lambda * l}{D} = 0.38\ m$$

Donc :

$$\sum \varsigma_s = 1.15 * 0.38 = 0.44\ m$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (0.44)}} = 0.83$$

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu * \sqrt{2g * H}} = 0.65$$

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0.65}{3.14}} = 0.91$$

On prend $D = 1\ m$.

La conduite sera en acier de dimètre de 1000 mm.

c) Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

On a :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{15.98}{0.65} = 24.58\ (^m/_s)$$

V.3.4. Conclusion :

La conduite de prise d'eau est de diamètre de 1000 mm avec un débit de 15.98 m/s. Les organes de commande seront regroupés avec ceux de la vidange.

Chapitre VI :
Organisation de chantier

Introduction

Une reconnaissance meilleur du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché.

Une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne pas soit onéreux. Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quelques que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier.

Notre étude consistera donc à organiser le chantier du barrage Renem tout en assurant :

Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'oeuvre, choix des matériaux…etc.)

La rapidité des diverses opérations.

Une économie : synchronisation et réduction des travaux.

Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

VI.1 Organisation technique et données préparatoires

Les opérations essentielles dans l'organisation technique pour la construction commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme l'exécution des travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

1- Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.

2- Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

VII.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain de larges espaces, afin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

VI.2.1 Installations destinées au personnel

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier…etc.

VI.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et la faciliter de dosage du béton, et les aciers dans des baraquements, hangars… etc.

VI.2.3 Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VI.2.4 Installation destinée pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites…etc.

VI.3 Travaux de réalisation

VI.3.1 Travaux de terrassements

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

VI.3.2 Travaux d'excavations

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue, l'évacuateur de crues et les zones d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

VI.3.3 Travaux secondaires

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les

meilleures conditions possibles.

- L'aménagement de la zone d'emprunt.
- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

VI.4 Les moyens de chantier

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titres,

références et compétence. Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre et les ouvrages annexes nécessitent l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacté les matériaux. On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du barrage.

a. Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en oeuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences. Le personnel nécessaire pour le projet du barrage est :

- Conducteur des travaux : pour le suivi de chantier et le suivi d'ouvriers,

- Contre maître.

- Chauffeurs pour les engins et les camions.

- Ouvriers.

- Ferrailleurs.

- Soudeurs.

- Coffreurs.

- Topographes

b. Les engins de terrassement

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en oeuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et le transport des matériaux de construction, les bétonnages et la réalisation des finitions (remblai— enrochement ...) se fait appel aux engins suivants :

- Bulldozer : pour les terrassements de masse et les voies d'accès.

- Chargeur (à pneus et à chenilles) : pour le chargement des déblais.

- Camion benne : pour le transport des déblais et les matériaux de construction.

- Pelle hydraulique : pour le creusement des fouilles.

- Décapeuse.

- Pompe immergée : pour l'évacuation des eaux de chantiers en période hivernale.

- Camion-citerne : pour le transport de carburant aux engins et transport de l'eau pour la confection de béton.

- Compacteur : pour le compactage des matériaux de construction de la digue.

- Grue à portique : pour la mise en place de béton et pour placer le coffrage ainsi les aciers.

- Camion malaxeur : pour le transport de béton.

b. Le matériel des bétonnages

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur, tour de prise, canal de dérivation.…).

VI.5 Planification

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'oeuvre. Son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).

- A temps (sans retard).

- Economique (avec des bénéfices).

VI.5.1 Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

a. Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;

b. Dimensions du projet

On applique la formule suivante:

$$T = \frac{Q.N}{n}$$

Avec: $\begin{cases} \boldsymbol{Q} : \boldsymbol{quantité\ de\ travail} \\ \boldsymbol{N} : \boldsymbol{rendement} \\ \boldsymbol{n} : \boldsymbol{nombre\ d'equipe} \end{cases}$

Il existe deux types de plan de travail :

a. Plan de travail au plus tôt

Dans ce cas, toutes les opérations commencent en leur date au plus tôt. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est bien fournie en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

b. Plan de travail au plus tard :

Toutes les opérations commencent à une date au plus tard; les tâches ne sont pas retardées.

L'entreprise opte pour ce type de planning lorsque ses moyens sont limités (plus économique).

VI.5.2 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en compte tenu du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement.

La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes taches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'oeuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer certaines exigences, qui sont :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;

- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération ;

Exécution du travail le plus économiquement possible.

VI.5.3 Symboles des différentes opérations

Les symboles des opérations sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI.01 Symboles des opérations.

Tavaux	**Opérations**	**Durée (mois)**
Installation de chantier et accès	A	2.5
Accès RD + accès différents niveaux	B	4.5
Accès RG et passage gué	C	1.5
Préparation au zones d'emprunts– Fabrication agrégats	D	7
Travaux de terrassement rives et lit de l'oued.(DP)	E	1
Excavation galerie par l'aval (DP)	F	2.5
Bétonnage têtes et radier galerie (DP)	G	1
Déboisage, débroussaillage, décapage (Batardeau prov)	H	1.5
Construction (Batardeau prov)	I	2
Terrassement de l'emprise des fouilles (Barrage)	J	5.5
Excavation galeries niveau fond de fouilles (Barrage)	K	1
Bétonnage radier (Barrage)	L	1
Accès au galeries par puits + anneaux de raccordement et extraire	M	2
Bétonnage plinthe amont	N	3
Voile d'injection amont	O	3
Voile de drainage dans fondation	P	2.5
Ouvrage de vidange de fond	Q	9
Ouvrage prise d'eau pour transfert	R	6.5
Bétonnage du barrage bcr	S	4.5
Pose d'étanchéité amont par géo membrane	T	2
Murs boujeyer, coursier	U	2
Seille avale, fosse de réception	V	3
Mise en place au utilisation	W	3

Arase partielle en fin de chantier	X	0.5
Bétonnage et injection du bouchon (DP) et 1ere mise en eau	Y	1

VI.5.4 Techniques de la planification

Il existe trois principales méthodes de planification à savoir :

1) Méthode basée sur le réseau ou méthode C.P.M .

2) Méthode basée sur le tableau

3) Méthode basée sur le graphique (diagramme de Gantt) ou méthode des barres.

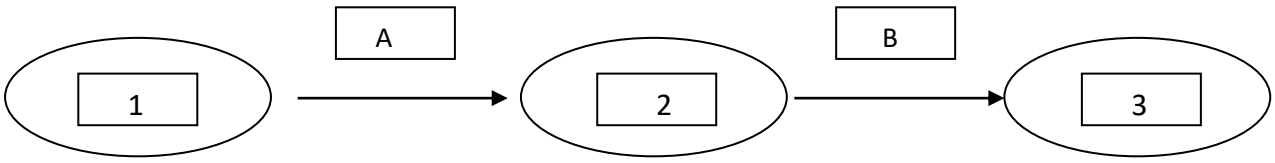
VII.5.4.1 Méthodes basées sur le réseau

Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

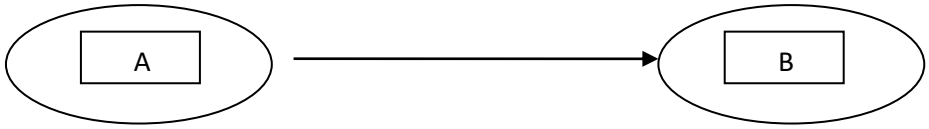
a. Réseau à flèches

L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "noeud".



b. Réseau à noeuds

L'opération est représentée par un noeud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

Cette méthode consiste à faire le calcul allé et retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

Tableau Les paramètres du réseau à nœuds :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

TR : temps de réalisation

DCP : date de commencement au plus tôt

DCPP : date de commencement au plus tard

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

Et : DFP= DCP+ TR ; DCPP = DFPP – TR

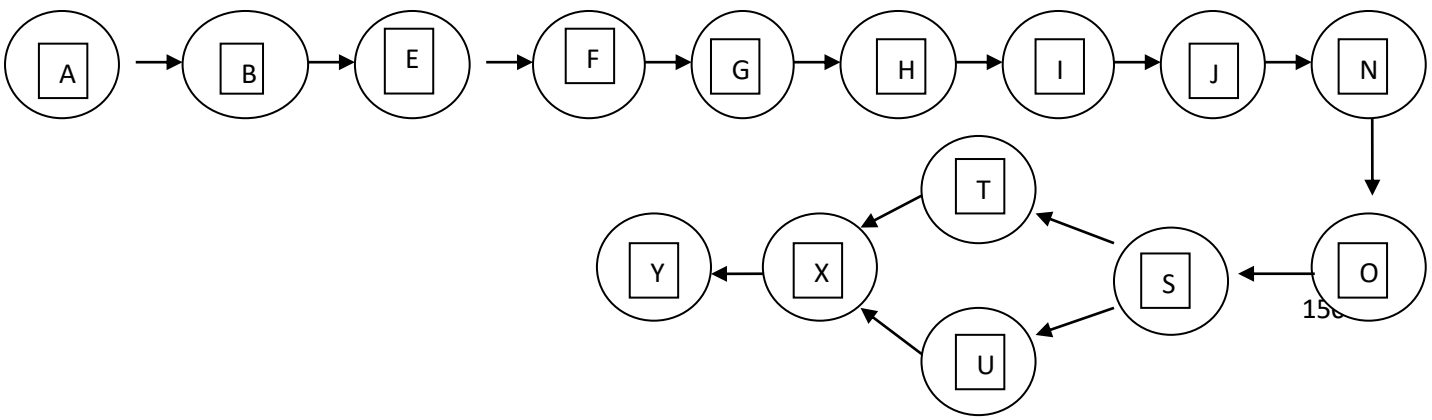
M T = D FPP - D FP ; DCP+ $TR = DFP$

$DFP_i = DCP_{i+1}$

Chemin critique (C.C)

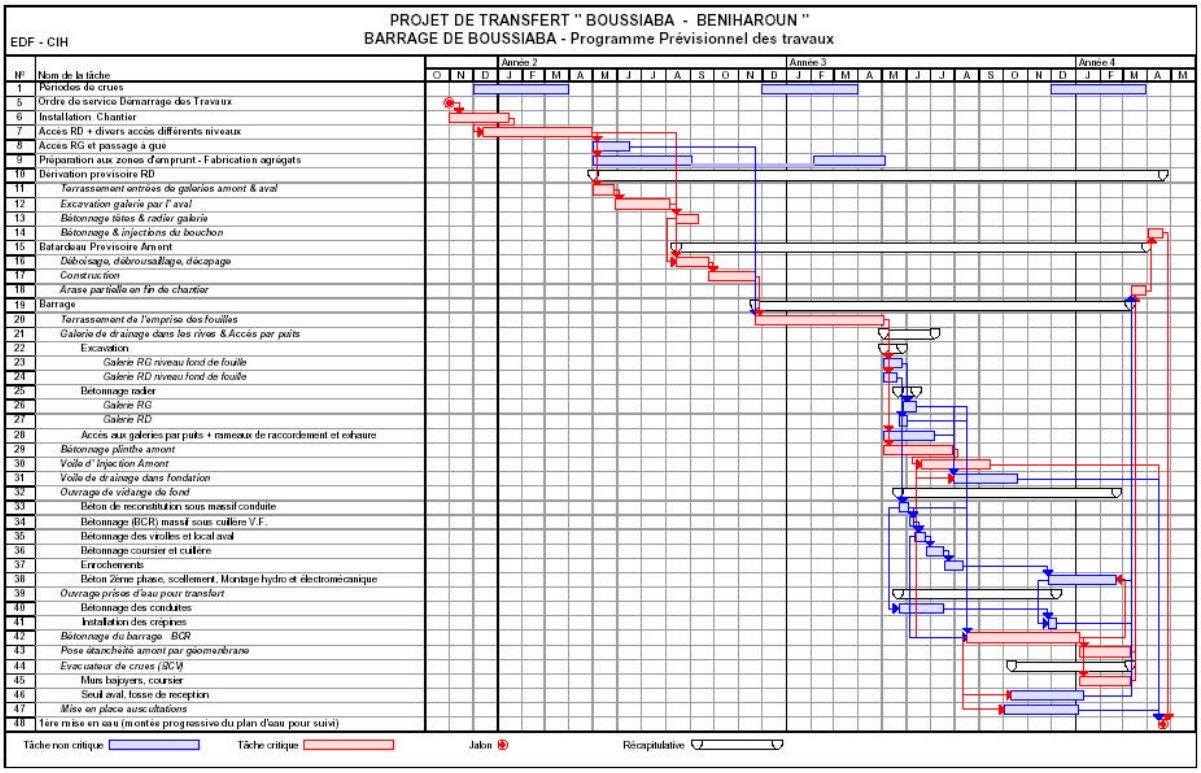
C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$CC \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{cc} = DTP \end{cases}$$



DTR=□TR =1.5+4.5+1+2+1+0.5+2+5.5+2+2+4.5+2+0.5+1 =30 mois

D'après le réseau à noeuds le temps de réalisation est de **30 mois.** Voire la figure si dessous :



Conclusion

Organiser le barrage de Boussiaba en coordonnant la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles, les travaux à exécuter pour la construction de ce barrage.
Tel est l'objet de ce chapitre, malgré les problèmes auxquels nous nous sommes heurtés (tels que manque de documents détaillés), nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent à l'organisation de chantier.
Une importance a été donnée à l'organisation de la construction, une organisation compatible avec tous les travaux, afin de supprimer les temps morts, d'avoir une meilleure qualité de conserver une même vitesse d'avancement, pour toutes les opérations élémentaire et sur tous les points de chantier.
La construction du barrage Boussiaba devrait durer environ 2 années et 6 mois.

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude nous avons essayé de traiter le thème d'étude des ouvrages annexes du barrage Boussiaba et interpréter les résultats de calcul. Les conclusions tirées sur les différentes étapes de l'étude ont permis d'arriver aux points suivants :

- Grâce a la capacité de sa retenue, le barrage peut assurer la demande en eau potable domestique et de l'irrigation des terres agricoles de la région.

- La cote NNR est fixée à 73.40 m NGA et la cote NPHE correspond à la crue de projet millénaire (2376.4 m3/s) est de 78.33 m NGA.

-La variante choix de l'évacuateur est type escalier central intégré dans le corps du barrage poids et muni d'un déversoir profilé par l'équation de Greager. Cet ouvrage devra évacuer une crue de $Q_{dév}$ qui sera amortie par un dissipateur d'énergie de type fosse avec un seuil escalier.

- La cote en crête est fixée à 79.65 m, sa largeur est 5 m.

- La dérivation provisoire est une galerie souterraine circulaire, fonctionnera pendant les travaux, par la suite, le même ouvrage abritera l'achèvement de la prise d'eau et de la

vidange de fond.

Comme notre but est de vérifier la stabilité de notre ouvrage (barrage poids sur une assise rocheuse), on voit bien que notre barrage est stable au glissement et renversement et aussi soulèvement.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] V. VOLKOV (1986) : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida.

[2] : A.N.B.T : (Etude de synthèse APD du Barrage de Boussiaba W. Jijel)

[3] M. HASSANE (1998) : Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida.

[4] B. TOUAIBIA (2004): Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.

[5] B.TOUAIBIA et B.BENLAOUKLI (2004): introduction au dimensionnement des Retenues collinaires.

[6] M. K. MIHOUBI : (Cours et polycopie d'ouvrage hydrotechnique 4éme Année)

[7] Projet National BaCaRa : 1996 - Le Béton Compacté au Rouleau, les barrages en BCR, presses de l'ENPC.

[8] Comité Français des Grands Barrages: Janvier 2002(Justification des barrages poids) **Animateur du GT : P. ROYET**.

[09] : Memoir fin d'étude de Maoul Toufik d'étude des ouvrages annexes barrage Renen 2011

Annexe I:

		28/01/03	20/10/03	20/10/03	17/02/04	17/02/04	13/06/04	13/06/04
		Site barrage	**Site barrage**	**El Milia**	**Site barrage**	**El Milia**	**Site barrage**	**El Milia**
Calcium	mg/l	42	68	68	68	64	58	58
magnésium	mg/l	23	31	29	29	29	32	30
Sodium	mg/l	24	34	34	36	35	11	37
potassium	mg/l	1	2	2	3	2	2	2
balance cations	m.eq/l		7,6	7,4	7,5	7,2	7,1	8,0
chlorures	mg/l	45	50	50	50	50	55	60
Sulfates	mg/l	94	94	112	96	96	86	129
bicarbonates	mg/l	116	232	220	220	220	201	256
Nitrates	mg/l	3	0	0	1	1	0	1
balance anions	m.eq/l		7,2	7,3	7,0	7,0	6,6	8,6
conductivité	mmho/cm	500 µs/cm	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,8
résidu sec	mg/l	320	480	476	482	478	488	548
pH		7,87	7,84	7,52	8,07	7,90	8,06	8,04
TH °F		20						
minéralisation	mg/l		434	434	434	434	434	496
température	°C	9,0	23,2	22,8	13,0	13,0	24,0	28,0
turbidité NTU		11,8						
MES à 105 °C	mg/l	120	120	140	60	60	60	80
NO2	mg/l	0	0	0,001	0	0	0	0
NH4	mg/l	0	0,04	0,073	0	0	0,02	0
PO4	mg/l	0,50	0,50	1,44	0,10	0,15	0,9	1,0
matière organique	mg/l	3,7	2,3	2,5	4,1	5,1	1,7	2,7
oxygène dissous	mg/l	71,5	9,5	5,7	12,5	10,0	98,8	97,6
DBO5	mg/l	9,3	1,9	2,9	0,7	3,2	1,2	2,2
DCO	mg/l	35	13	13	19	34	20	23
Fer	mg/l	0,00	0,129	0,082	0,681	0,856	0,008	0,004
Manganèse	mg/l	0,467	0,118	0,212	0,118	0,182	0,139	0,098
Zinc	mg/l	0,00	0,18	0,024	0,008	0,015	0,024	0
Cuivre	mg/l	0,044	0,036	0,031	0,067	0,075	0,000	0

Tableau– principaux paramètres physico-chimique de la qualité des eaux de l'oued Boussiaba

n°	Dénomi-nation	inclinaison	emplacement	longueur	Essais Lugeon	Piézo-mètre	Dilato-mètre
1	S 2003-01	Vertical	Appui droit sur la piste haut de la crête	80 ml	Oui	Oui	
2	S 2003-02	Incliné 30°	Mi-pente rive droite	60 ml	Oui	Oui	
3	S 2003-02'-D	Vertical	Mi-pente rive droite	40 ml			Oui
4	S 2003-03	Vertical	Fond de vallée coté rive droite	60 ml	Oui		
5	S 2003-04	Vertical	Fond de vallée coté rive gauche	40,15 ml			Oui
6	S 2003-05	Incliné 30°	Mi-pente rive gauche	60 ml	Oui	Oui	
7	S 2003-05'-D	Vertical	Mi-pente rive gauche	40 ml			Oui
8	S 2003-06	Vertical	Appui gauche haut de la crête	80 ml	Oui	Oui	
9	S2003-07	Vertical	Fond de vallée	17,5			

Tableau : Sondages APD 1ère phase au site du barrage

Essais	Densité γh	Poids spécifique γs	Rc (Etat Saturé)	Rt (Etat Saturé)
Nombre	10	10	15	11

Tableau Essais de laboratoire effectués sur carottes des sondages APD 1ère phase

n°	Dénomi-nation	inclinaison	emplacement	longueur	Essais Lugeon	Piézo-mètre	Pressio-mètre
1	S 2004-01	Incliné 30°	Appui droit cote 106	60 ml	Oui	Oui	
2	S 2004-02	Incliné 30°	Entrée DP rive Droite	20 ml			
3	S 2004-03	Vertical	Fond d'oued	12,30ml			
4	S 2004-04	Vertical	Fond de vallée	15.8ml			
5	S 2004-05	Incliné 30°	Appui gauche cote 106 NGA	60 ml	Oui	Oui	
6	S 2004-06	Vertical	SP variante 1	18.5ml			
7	S 2004-07	Vertical	SP variante 2	15 ml			
8	S 2004-08	Vertical	Fond oued traversée adduction	10 ml			
9	SP2004-01	Vertical	SP variante 1	10 ml			Oui
10	SP2004-02	Vertical	SP variante 1	10 ml			Oui

Tableau: Sondages APD 2ème phase au site du barrage

Sondage	Prof.	Teneur en eau	Densité		Compression simple	Resistance traction
N°	(m)	W	γd	γs	Rc saturée	Rt saturée
Fondation		(%)	(t/m^3)	(t/m^3)	(MPa)	(MPa)
2003 -01	16,25 - 16,65	1.01	2.57	2.629	24.10	-
2003 -01	19,10 - 19,40	-	-	-	-	8.18
2003 -01	21,90 - 22,15	-	-	-	36.10	-
2003 -01	24,50 - 24,70	-	-	-	-	5.05
2003 -01	29,70 - 30,00	1.39	2.52	2.659	10.60	-
2003 -01	36,75 - 37,07	-	-	-	-	4.70
2003 -02	5,70 - 6,00	1.15	2.47	2.65	48.60	-
2003 -02	9,15 - 9,45	-	-	-	-	6.50
2003 -02	10,50 - 10,75	-	-	-	36.60	-
2003 -02	14,00 - 14,25	-	-	-	-	5.42
2003 -02	19,95 - 20,20	2.90	2.38	2.62	32.30	-
2003 -03	4,30 - 4,70	1.04	2.49	2.65	33.20	
2003 -03	7,40 - 7,65	-	-	-	-	2.96
2003 -03	9,10 - 9,50			2.63	16.30	
2003 -03	13,10 - 13,45	-	-	-	-	4.97
2003 -03	16,40 - 16,65	2.17	2.50	2.61	24.40	-
2003 -04	6,35 - 6,85	2.70	2.48	2.66	32.30	
2003 -04	9,75 - 10,15	-	-	-	-	6.09
2003 -04	13,80 - 14,10	-	-	-	62.80	-
2003 -04	17,50 - 17,80	-	-	-	-	4.56
2003 -04	19,90 - 20,35	2.05	2.50	2.75	41.30	-
2003 -06	26,10 - 26,45	2.40	2.46	2.64	44.30	
2003 -06	42,10 - 42,40	-	-	-	-	5.33
2003 -06	51,30 - 51,65	-	-	-	38.50	-
2003 -06	66,00 - 66,25	-	-	-	-	4.51
2003 -06	75,30 - 75,60	1.19	2.44	2.65	28.90	-

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DES ESSAIS PHYSIQUES ET MECANIQUES FONDATION Barrage Boussiaba

Provenance	Classe granulaire	Los Angelès	Micro-deval
-	-	LA	M.D.E
		(%)	(%)
Front de taille amont	10/25	15.24	-
Front de taille amont	25/50	-	8.61
Roche n° 1	10/25	18.36	-
Roche n° 1	25/50	-	5.10
Roche n° 2	10/25	17.00	-
Roche n° 2	25/50	-	5.33
Roche n° 3	10/25	16.48	-
Roche n° 3	25/50	-	6.15

Moyenne	16.77	6.30
Ecartype	1.29	1.61

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DES ESSAIS PHYSIQUES ET MECANIQUES

GRANIT DE LA CARRIERE "BOUZEKRI" - aval du site barrage Barrage Boussiaba

		Type excavation (en %)			
Distance PK	**Nature des terrains traversés**	**Meuble**	**Rippable**	**Rocher**	**Difficultés**
PK 0 - Station de Pompage					
PK 30	Limons+Granite	30		70	
PK 100	Limons	100			forte presence d'eau
PK 200	Limons et Alluvions	100			forte presence d'eau
PK 300	Limons et Alluvions	100			forte presence d'eau
PK 350	Arenes + Granite	20		80	
PK 1600	Argile limoneuses +Arenes	100			
PK 2670	Argile limoneuses +Arenes + alluv grossieres sous le pont CF	100			Presence d'eau sous pont CF
PK 3000	Arene + granite alterées	50	25	25	
PK 3250	Arenes + Granite alteré + granite	40	30	30	Flanc de colline
PK 4200	Argiles limoneuses	100			Forte vegetation maquis
PK 4690	Arg Rougeatre et Arenes	100			
PK 5920	Colluvions sur schistes	40	30	30	Forte pente et forte vegetation
PK 6000	Granites Alterés compactes			100	Carrefour Cote 200
PK 6490	Granite alterés + schistes metamorphiques	40		60	Fortes pente et habitations
PK 7365	Colluvions sur schistes	40	40	20	
PK 7600	Colluvions sur schistes alterés	80	20		
PK 8100	Colluvions Sur schistes localement alterés	40	30	30	
PK 9120	Coll/schistes + terrasse argileuses	80	20		
PK 10170	Terrasse limoneuse	100			Presence d'eau
PK 10320	Frachissement N°1 All Grossieres	100			forte presence d'eau
PK 11860	Alluvions + Argile et limons	100			Presence d'eau
PK 14400	Colluvions sur marnes	95		5	Presence de qques zones instables et traverser d'un chabet Profond
PK 14870	Colluvions sur marnes	100			Forte pente , eboulis de fortes dim et forte vegetation
PK 15200	Frachissement N°2 All Grossieres	100			forte presence d'eau
PK 16150	Terrasses + schistes alterés	100			
PK 16480	Marno-calcaires compactes	30	30	40	
PK 17600	Remblai+Haute terrasse caillouteuse	90	10		
PK 18000	Remblai Posée sur				
PK 18300	Posée dans Tunnel CF				
PK 18390	Tunnel dans calcaires du Lias			100	
PK 18550	Trias Conduite posée sur rampe	100			
PK 20100	Marnes tendres+Terrasse+Calcaires	80	15	5	
PK 22260	Terrasse	100			
PK 23020	Marnes tendres	100			
PK 23600	Marno-calcaires compactes	20	40	40	
PK 23700	Franchissement d'oued alluvions	100			
PK 25275	Marnes sous colluvions	100			Zone instable
PK 25600	Galerie N°2 (Eboulis + Calcaires)	5		90	
PK 26600	Marnes sous colluvions	100			
PK 27100	Galerie N°3 Calcaires + Eboulis	5		95	
PK 27300	Colluvions+marnes tendres	100			
PK 28000	Calcaires compactes		50	50	
PK 29150	Eboulis+marnes tendres	100			
PK 29550	Calcaires compactes		30	70	

Tableau: Carrière « Bouzekri » - Caractéristiques des granulats potentiellement utilisables pour la confection du BCR

Annexes : II

Tableau 3 : Série des apports (Mm^3) de la station (03 04 08)

(Code : 03 04 08 ; x : 779.35 ; y : 373.55 ; surface : 316Km^2 ; périmètre : 90Km)

Année :	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fevr	Mars	avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
1972/1973	1.62	6.16	0.82	27.94	65.16	61.07	96.1	41.81	6.22	5.8	1.61	0.95	315.3
1973/1974	13.04	3.02	2.42	16.11	12.06	34.04	46.82	31.03	7.02	2.16	1.45	1.05	170.2
1974/1975	1.18	7.26	14.96	11.59	6.94	30.18	25.3	8.03	8.48	1.69	0.79	0.91	117.3
1975/1976	0.84	0.65	10.16	13.5	9.05	45.96	57.02	15.58	13.18	3.87	1.92	1.31	173
1976/1977	1.92	11.36	25.56	33.67	21.46	7.77	4.23	19.42	6.4	1.95	1.21	0.97	135.9
1977/1978	0.78	0.98	2.95	0.84	17.03	27.78	13.15	35.28	3.95	1.8	3.09	3.46	111.1
1978/1979	2.39	2.7	5.05	11.15	6.14	33.66	36.82	50.73	5.72	1.91	1.21	0.84	158.3
1979/1980	1.61	2.36	23.34	13.08	25.08	11.35	70.96	23.46	25.19	4.26	1.39	0.74	202.8
1980/1981	0.55	3.86	9.67	90.96	34.41	29.04	19.92	12.52	2.25	0.58	0.55	0.97	205.3
1981/1982	0.57	0.77	1.16	12.8	39.41	49.58	47.17	4.98	2.79	0.55	0.55	0.55	160.9
1982/1983	0.53	9.26	16.99	39.78	14.53	4.05	37.89	9.21	2.74	0.37	0.15	0.06	135.6
1983/1984	0.09	1.13	11.84	10.73	26.55	117.9	42.59	20.04	6.63	1.69	1.65	0.88	241.7
1984/1985	0.6	53.7	12.48	123.4	128	45.74	143.5	19.07	2.82	2.11	0.61	0.55	532.6
1985/1986	0.98	0.62	2.23	7.95	45.55	24.53	26.02	5.12	2.08	0.69	0.25	0.44	116.5
1986/1987	0.33	4.73	17.32	35.33	27.56	62.24	9.71	10.12	1.31	0.19	0.9	1	170.7

1987/1988	0.94	3.54	3.45	2.68	15	5.56	32.22	2.74	2.52	1.37	1.55	0.32	71.9
1988/1989	1.27	1.04	1.59	40.98	15.47	19.12	32.33	16.32	6.4	0.69	0.53	0.72	136.4
1989/1990	1.42	4.1	3.14	2.16	8.47	2.01	2.76	2.74	4.18	2.04	1.07	0.8	34.9
1990/1991	0.74	1.34	27.44	56.57	16.17	22.45	21.01	9.98	10.87	2.51	1.59	1.34	172
1991/1992	1.06	4.55	3.42	2.59	7.9	4.96	6.27	50.28	7.17	2.86	2.17	1.46	94.7

Source : A.N.R.H

Tableau 4 : Série des débits maximaux (m^3/s)

(Code : 03 04 08 ; x : 779.35 ; y : 373.55 ; surface : 316Km^2 ; périmètre : 90Km)

Année :	Oct	Nov	Dec	Janv	Fevr	Mars	avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
1972/1973	40.97	0.804	80.41	224.9	81.63	206.5	166	4.596	116	0.832	0.74	975.959
1973/1974	27	10.43	72.4	87.31	248.9	371.2	210	12.96	1.12	0.746	0.43	1945.296
1974/1975	154	79.43	120	64	395.8	148	4.87	250.9	0.968	0.375	2.776	1231.319
1975/1976	0.375	64.55	55.95	18.36	531.5	258.8	69.8	261	6.31	35.4	7.855	1311.684
1976/1977	157	157	327.6	125.6	30.66	5.77	73.44	47.77	8.466	3.59	1.115	986.261
1977/1978	0.878	22.22	0.452	98.5	108.4	76	182.5	2.07	1.05	20.4	2.5	515.272
1978/1979	14.64	47.9	44	36.75	167.5	163	209.8	4.85	1.052	0.54	0.4	692.932
1979/1980	12.6	81.25	129.2	131.6	147	455	72	53.6	4.36	0.65	0.28	1102.54
1980/1981	17.38	86	359.2	34.26	48	257.2	96.8	1.59	0.305	0.205	1.115	902.285
1981/1982	7	8.32	59	170.5	68	163	9.64	27.04	0.28	0.205	0.205	513.42
1982/1983	108.9	83	102.3	13.6	3.4	141.8	9.2	20.8	0.205	0.142	0.049	483.601
1983/1984	0.89	46	11.84	29.08	496	59	22	4.36	0.65	0.65	0.512	671.067
1984/1985	141.8	7	776	452.5	44	552.5	19	2.1	14.68	0.255	0.205	2010.27
1985/1986	0.255	2.1	22.6	190	47	50	3.4	1.42	0.374	0.23	0.205	325.024

1986/1987	23.8	110	99	46	88	23.8	19	2.1	0.374	0.425	0.425	413.298
1987/1988	50	50	107.8	71	22.6	136.6	6.152	6.6	2.812	3.164	0.141	457.254
1988/1989	0.535	4.584	160	72	89.1	160	70		0.784	0.425	1.624	564.756
1989/1990	10.38	3.544	0.952	35.08	1.372	2.318	2.812	12.28	1.036	0.535	0.425	73.194
1990/1991	0.952	253.4	223	19	38.36	78	29.08	92.4	1.892	1.036	0.645	738.07
1991/1992	50	22.6	7.28	19	13.04	11.52	193.3	147	6.6	2.034	0.645	473.499

Altitude (m NGA)	Surface (km2)	Capacité (hm3)
95	17.49	366.48
90	14.67	286.09
85	11.55	220.55
80	9.43	168.11
75	7.79	125.05
74	7.46	117.42
73	7.13	110.13
72	6.80	103.16
71	6.47	96.53
70	6.14	90.22
69	5.88	84.21
68	5.62	78.47
67	5.35	72.98
66	5.09	67.76
65	4.83	62.79
64	4.63	58.06
63	4.42	53.54
62	4.22	49.22
61	4.01	45.10
60	3.81	41.19
59	3.65	37.46
58	3.48	33.90
57	3.32	30.50
56	3.15	27.26
55	2.99	24.19
54	2.84	21.27
53	2.70	18.50
52	2.55	15.88
51	2.41	13.40
50	2.26	11.06
49	2.01	8.93
48	1.76	7.04
47	1.51	5.41
46	1.26	4.02
45	1.01	2.89
44	0.83	1.97
43	0.65	1.22
42	0.48	0.66
41	0.30	0.27
40	0.12	0.06
39	0.00	0.00

Loi "hauteur/surface/capacité" de la retenu

Annexes : III

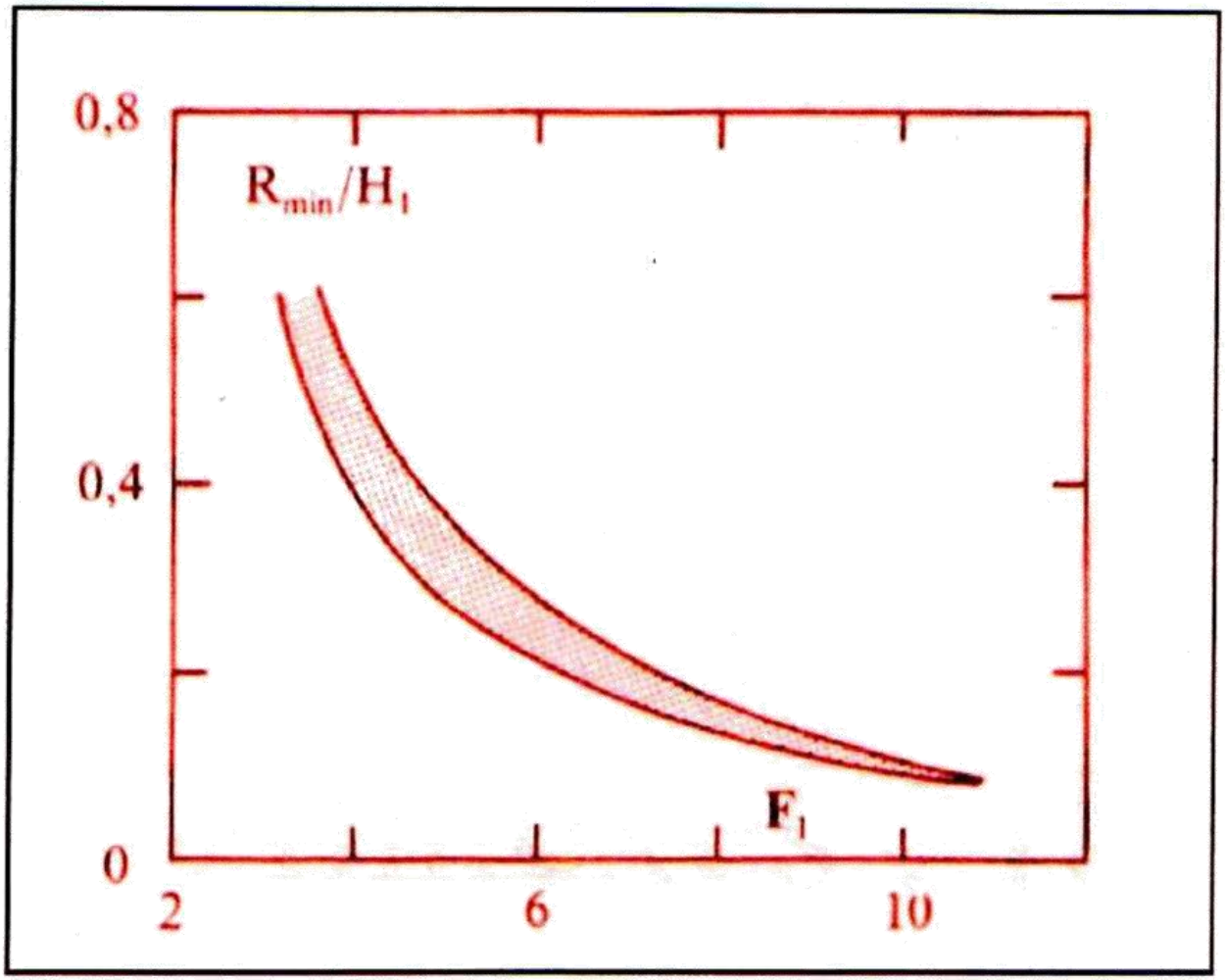
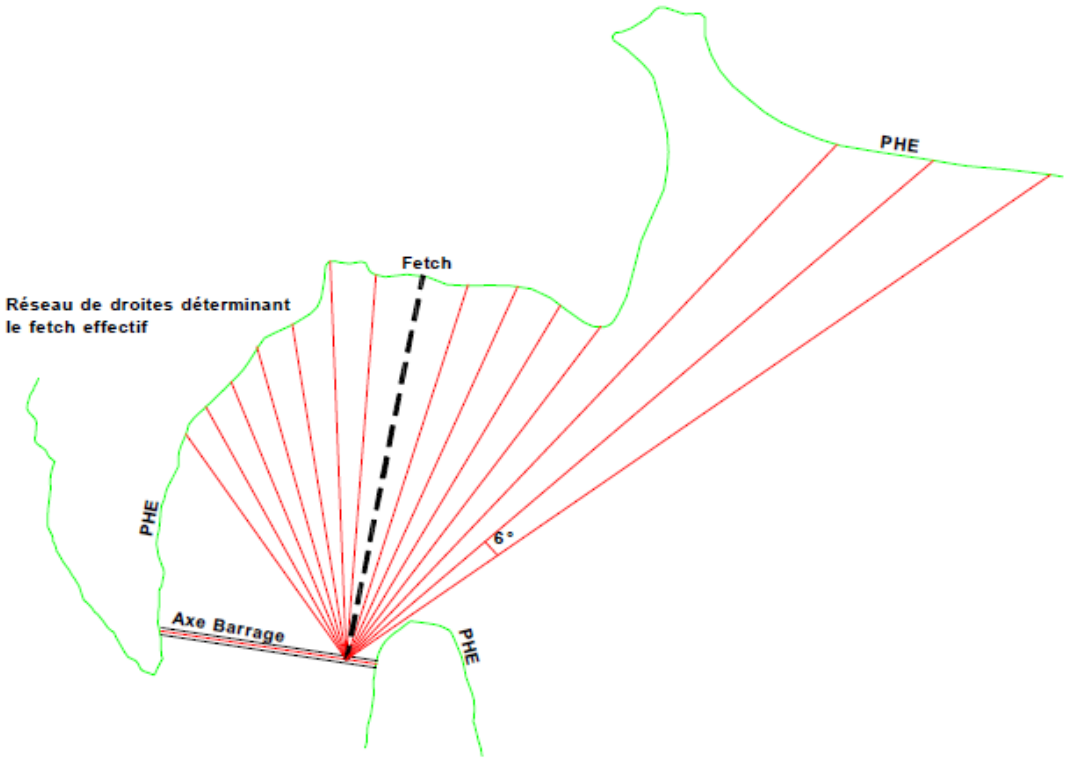


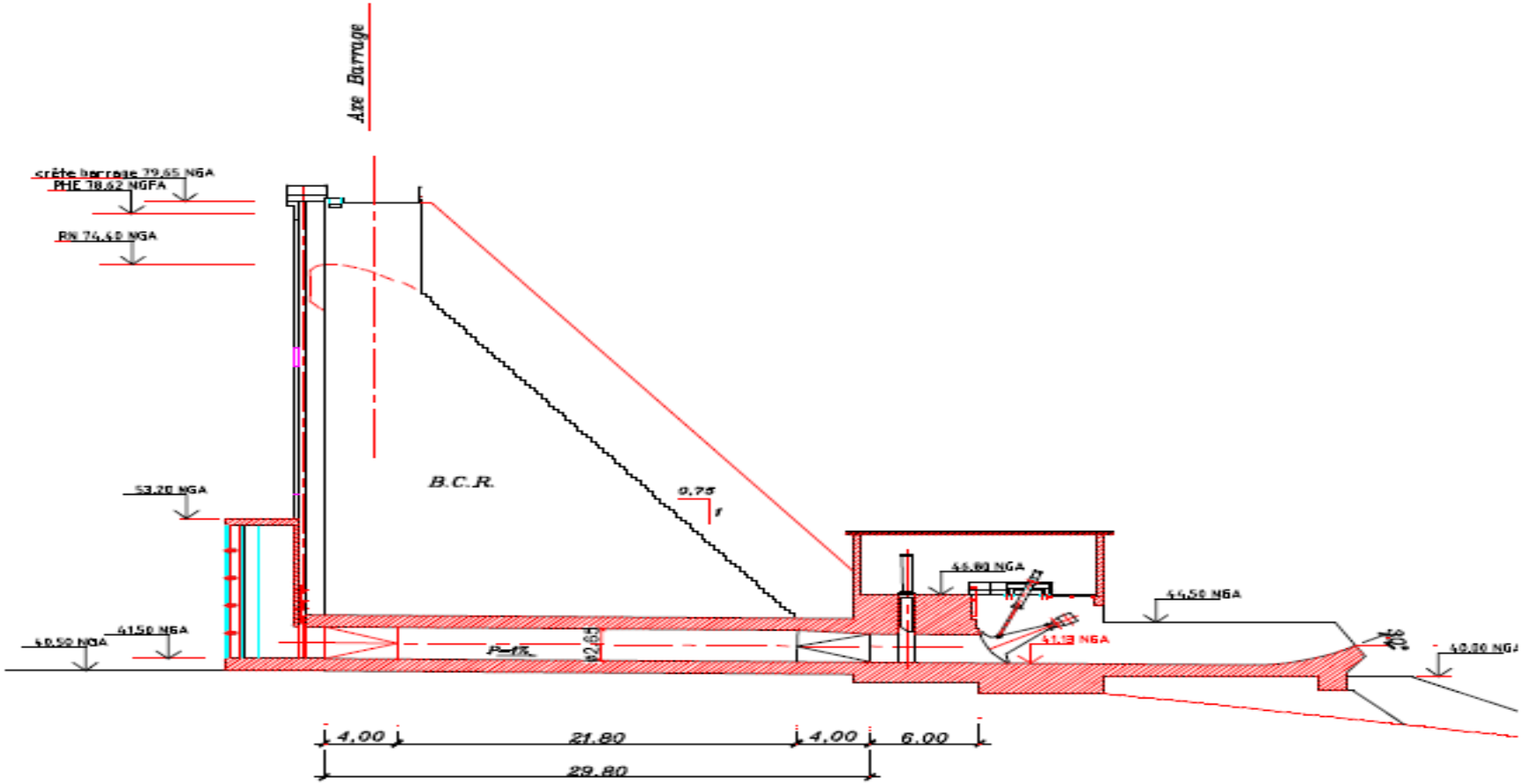
Figure I : rayon minimal relatif R_{min}/H_1 en fonction de Froude



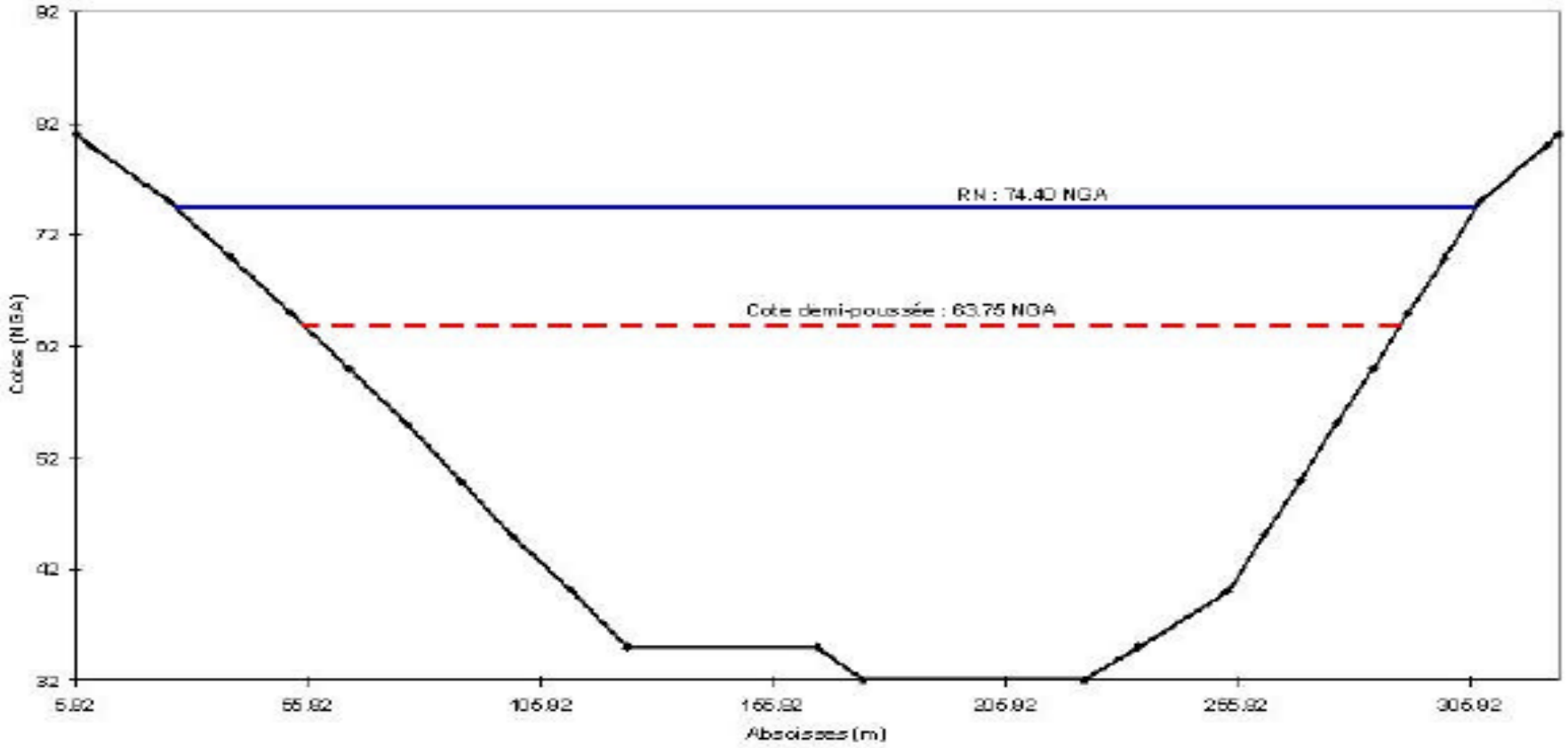
Figueur : Principe de détermination de fetch effectif

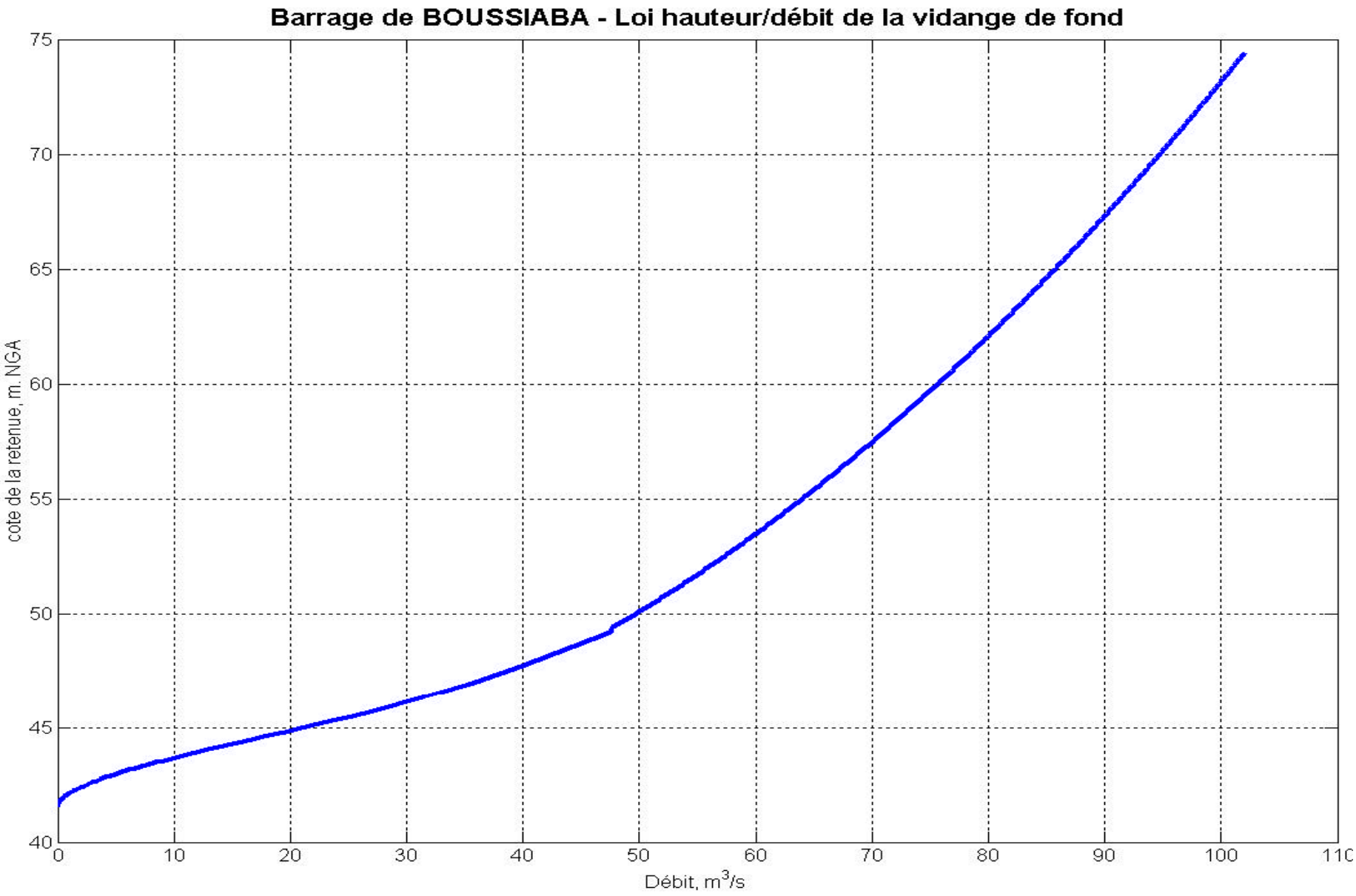
Annexes : III

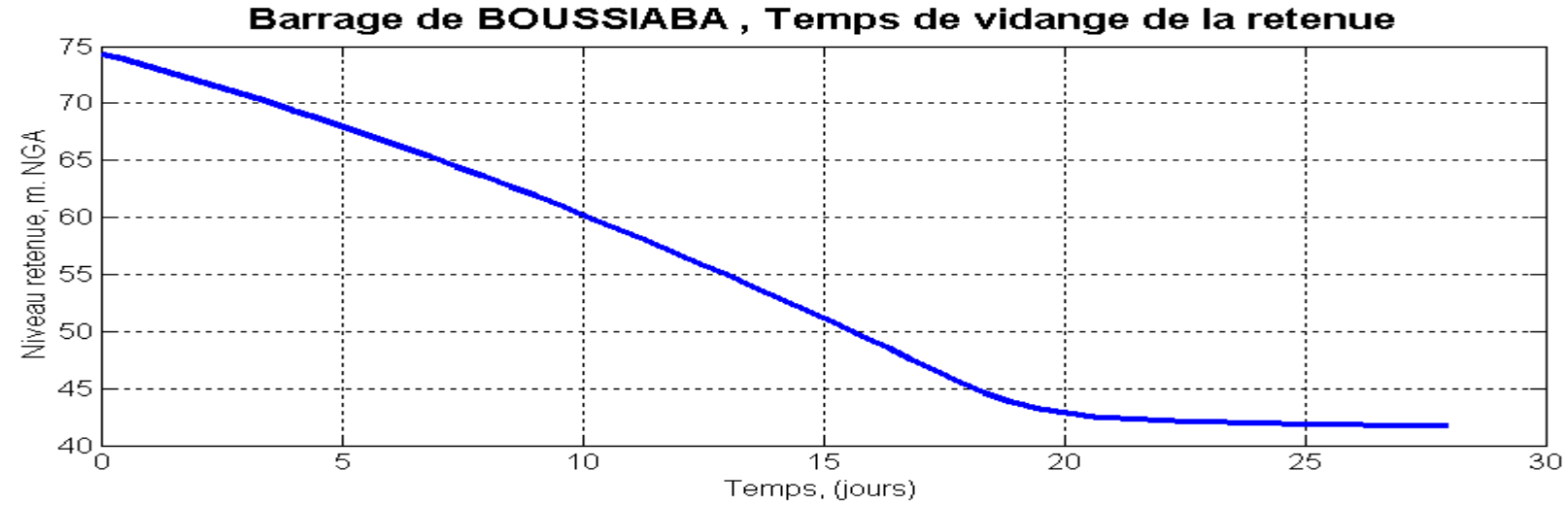
Profil au long de la vidange de fond

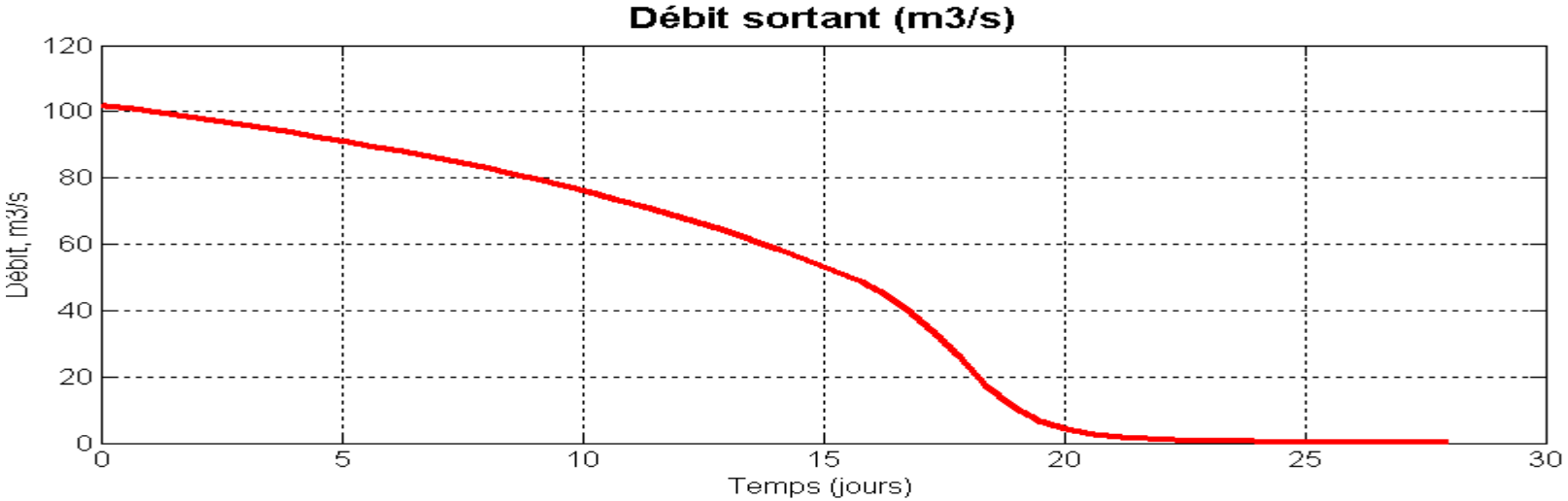


Cote de demi-poussée hydrostatique exercée sur le parement du barrage




Barrage de BOUSSIABA - Loi hauteur/débit de la vidange de fond
cote de la retenue, m. NGA
Débit, m3/s
75
70
65
60
55
50
45
40
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100
110


Barrage de BOUSSIABA , Temps de vidange de la retenue
Niveau retenue, m. NGA
75
70
65
60
55
50
45
40
0
5
10
15
20
25
30
Temps, (jours)


Débit sortant (m3/s)
Débit, m3/s
120
100
80
60
40
20
0
0
5
10
15
20
25
30
Temps (jours)

	Diamètre de la galerie (m)					
	3	4	5	6	7	8
Débit max. laminé (m^3/s)	57	111	178	255	320	352
Vitesse d'écoulement max. dans galerie (m/s)	7.55	8.27	8.49	8.45	7.79	6.56
Nature de l'écoulement dans galerie à débit max. laminé	charge	charge	charge	charge	surf. libre	surf. libre
Cote clef de voûte aval de la galerie (m NGA)	36.43	37.43	38.43	39.43	40.43	41.43
Niveau d'eau aval max. dans l'oued (m NGA)	34.69	35.37	36.01	36.59	37.02	37.22
Nature de l'écoulement en sortie à débit max. laminé	dénoyé	dénoyé	dénoyé	dénoyé	-	-
Niveau d'eau amont max. (m NGA)	52.86	51.55	50.09	48.59	47.54	46.90
Cote de couronnement du batardeau (m NGA)	53.96	52.65	51.19	49.69	48.64	48.00
Hauteur maximale sur TN du batardeau (m)	17.96	16.65	15.19	13.69	12.64	12.00
Volume des remblais du batardeau (m^3)	86 200	72 900	59 300	47 600	40 100	35 800
Volume rip rap (protection parement am) (m^3)	6 900	6 250	5 500	4 800	4 300	4 000
Volume des excavations de la galerie (m^3)	1 618	2 877	4 495	6 472	8 810	11 506
Coût batardeau (cond. écon. 01/01/2004)						
tout venant 215 DZD / m^3 (MDZD)	18.53	15.67	12.75	10.23	8.62	7.70
rip rap 2 255 DZD / m^3 (MDZD)	15.56	14.09	12.40	10.82	9.70	9.02
Coût excavation galerie (cond. écon. 01/01/2004)						
9 900 DZD / m^3 (MDZD)	16.02	28.48	44.50	64.08	87.21	113.91
Coût total des ouvrages de dérivation (MDZD) (01/01/2004)	**50.11**	**58.25**	**69.65**	**85.13**	**105.53**	**130.63**

Résultats d'étude d'optimisation de dérivation provisoire