الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL
FOR HYDRAULICS
"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي "
ⴰⵢⵙⵙⴰⵏ ⴰⵢⵙⵎⵉⵍⵓ ⵉⵎⵙⵙⵏⵉⵖ ⵏ ⵜⵎⵙⵓⵍⵉⵜ

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE–ARBAOUI Abdellah-

Option : **Aménagement et ouvrages Hydrotechniques**

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET :

ETUDE DU BARRAGE BCR DE BOUSSIABA

El Milia (W. JIJEL)

Présenté par :
DAHMANI Sanaa

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
B.BENLAOUKLI	Professeur	Président
M.D.BENSALAH	M.C.B	Examinateur
E.OSMANI	M.A.A	Examinateur
A.HADJ SADOK	Professeur	Promoteur

Session 2021

Remerciment

Je tiens à garder le plus grand merci pour ***ALLAH*** *le tout puissant, de m'avoir donnée la force de continuer malgré tous mes difficultés due à mes conditions de santé. De rendre mon chemin lumineux et ambitieux pour mettre fin ce travail sacré.*

﴿ الـحَمْدُ للـهِ الَّذِي بِنِعْمَتِهِ تَتِمُّ الصَّالِـحَاتُ﴾

Je voudrais dans un premier temps remercier fortement mon promoteur Pr A. HADJ SADOK, pour sa patience,sa disponibilité et ces corrections, de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Un très grand merci à Mr. F. OURARI chef département de l'ANBT pour ces aides et orientation et ces conseils, ces recherches, ces efforts et sa disponibilité pour m'aider à bien avancer dans ma thèse.

Je tiens aussi à réserver un très grand merci pour ma sœur Mlle B. BOULASSEL Ingénieur à l'ANBT pour m'avoir donné un souffle de départ, pour son aide, ses conseils et sa disponibilité durant toute la période de mon MFE.

Je tiens aussi à remercier Et Mr R. BOUCHAIR, Mr H. NEHITI, Mr MOUHAMED, Mme S. AGUENINI pour leurs aides et à tout l'équipe de L'ANBT, particulièrement la direction des études.

Je tiens aussi à remercier Mr ELBEY HOUSSIN pour son aide et à tout l'équipe de l'ANRH.

J'adresse mes sincères remerciements à tous mes Enseignants et à toute l'équipe pédagogique de l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique, qui m'ont fourni les outils nécessaires à la réussite de mes étudesuniversitaires pendant tous mon cursus.

Toute mes gratitudes et grand remerciement à mon fiancé Mr H. BENAYAD, pour son soutien et encouragements continues, d'être patient et disponible avec moi, et de m'avoir toujours aidé et poussé en tout moment pour atteindre mes objectifs.

Je tiens à exprimer ma reconnaissance et toute ma gratitude envers ma famille et mes amis et tout ce qui a participé de Loin ou de près à l'accomplissement de ce travail.

Je remercie vivement Mr le président et tous les cadres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

DAHMANI Sanaa……. Décembre 2021

Table Des Matières

Chapitre I : Représentation de la zone d'étude *2*

Introduction **3**

I.1 Description du barrage **3**

I.2 Situation géographique et les coordonnées de l'Ouvrage **3**

I.3 Topographie du site du barrage **6**

I.4 Caractéristiques morphologiques et reliefs **7**

I.4.1 Les reliefs 7

I.4.2 Les pentes 8

I.5 Le couvert végétal **9**

Conclusion **10**

Chapitre II : Étude géologique et géotechnique et risques sismiques *11*

Introduction **12**

II.1 Caractéristiques géologique et géotechnique **12**

II.2 Géologie locale **12**

II.3 Classification lithologique du bassin versant de l'oued Boussiaba **13**

II.3.1 Roche à résistance élevé 15

II.3.2 Roche à résistance moyenne 15

II.3.3 Roche à résistance faible 15

II.3.4 Roches non résistantes (meubles) 15

II.3.5 Les formations lithologiques qui affleurent dans le bassin versant de L'oued Boussiaba 15

II.4 Conditions géologiques et géotechniques **15**

II.4.1 Présentation 15

II.4.2 Reconnaissance de Faisabilité 15

II.4.3 Reconnaissances de 1 ère phase 16

II.4.4 Reconnaissances de 2 $^{-ème}$ phase 17

II.5 GEOTECHNIQUE DE LA ZONE DE PROJET – CUVETTE **18**

II.6 Géologie du l'axe du barrage de Boussiaba **19**

II.6.1 Description générale 19

II.6.2 Analyse des logs de sondages carottés 21

II.6.3 Caractéristiques physiques et mécaniques des roches de fondation 24

II.6.4 Résultats des analyses pétrographiques 25

II.6.5 Résultats des essais de perméabilité 26

II.6.6 Niveaux piézométriques 26
II.6.7 Applications au projet 27

II.7 Matériaux de construction 28
II.7.1 Zones d'emprunt de matériaux meubles 30
II.7.1.1 Estimation des volumes disponibles 30
II.7.2 Carrière 31

II.8 Risque sismique 31

CONCLUSION 32

CHAPITRE III : Etude Hydrologique 33

Introduction 34

III.1 Le bassin versant 34
III.1.1 Délimitation du bassin versant et caractéristiques géométriques et hydro-morphologiques 34
Sont obtenue après la délimitation du bassin versant avec l'ArcGIS 34
III.1.1.1 Caractéristiques géométriques 34
a) Surface du bassin versant 34
b) Périmètre du bassin versant 34
c) La largeur du bassin versant 34
d) Longueur du talweg principal 34
III.1.1.2 Caractéristiques hydro-morphologiques 34
a) Indice de compacité de Gravelius "Kc" 34
b) Coefficient d'allongement 35
c) Rectangle équivalent 35
III.1.2 Paramètres du relief 36
III.1.2.1 Répartition et courbe hypsométrique 36
III.1.2.2 Altitudes caractéristiques 41
a) Altitude médiane 41
III.1.2.3 Pente moyenne du bassin versant Im 41
III.1.2.4 Indice des pentes 41
a) Indice de pente globale Ig 41
b) Indice de pente de ROCHE Ip 42
III.1.2.5 Dénivelée spécifique Ds 42
III.1.3 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant 43
III.1.3.1 Chevelu hydrographique 43
III.1.3.2 Longueur du cours d'eau principale 43
III.1.3.3 Profil en long de l'oued 43
III.1.3.4 Pente moyenne ou classique de cours d'eau principal Ic 44
III.1.3.5 Densité de drainage D_d 44
III.1.3.6 Densité hydrographique S 44
III.1.3.7 Temps de concentration T_c 45
III.1.3.8 Vitesse de ruissellement Vr 46
III.1.4 Profil en long de l'Oued 48

III.2 Caractéristiques climatiques du bassin versant 51
III.2.1 Température 51
III.2.2 L'humidité moyenne mensuelle Valeurs moyennes de l'humidité relative de l'atmosphère 52
III.2.3 Vitesses moyennes mensuelles des vents (m/s) 53
III.2.4 Pluviométrie 54
III.2.4.1 Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations 54

III.3 ETUDE DES PRECIPITATIONS ET CHOIX DE LA LOI D'AJUSTEMENT.....59
III.3.1 Ajustement à la loi Log-normale (Maximum de vraisemblance).....59
III.3.2 Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance).....60
III.3.3 Courbe I.D.F (Intensité_Durée_Frequence).....63
III.4 ETUDES DES APPORTS.....67
III.4.1 Apport liquides.....67
III.4.1.1 Apport moyen interannuel (A_0) par des formules empiriques.....67
a) Formule de l'ANRH.....67
b) Formule de MEDINGUER.....67
c) Formule de TURC.....68
d) Formule de SAMIE.....68
e) Formule de CHAUMONT.....68
III.4.1.2 La station Hydrométrique de BOUSSIABA (10.07.02).....69
III.4.1.2.1 L'apport moyenne annuelle de la station.....69
III.4.2 Caractéristiques de l'écoulement.....70
III.4.2.1 Module de l'écoulement.....70
III.4.2.2 Module de l'écoulement relatif (spécifique).....70
III.4.2.3 Lame d'eau écoulée.....70
III.4.2.4 Coefficient de l'écoulement.....70
III.4.3 Les apports fréquentiels :Le calcul des apports fréquentiels se fait par l'ajustement de la série des apports. 71
III.4.3.1 Coefficient de variation Cv des apports annuels.....71
III.4.3.1.1 Formule Algérienne de N.N PADOUM.....71
III.4.3.1.2 Formule de SOKOLOVSKY.....71
III.4.3.1.3 Formule de KRISTEKLY MENKEL.....72
III.4.3.1.4 Formule de ANTONOV.....72
III.4.3.2 Ajustement de la série des apportes à la loi log-normale.....72
III.4.3.3 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 95%.....74
III.4.4 Apport solide et estimation du volume mort.....75
III.4.4.1 Apport solide en suspension.....75
III.4.4.1.1 Volume mort par la formule de TIXERONT.....75
III.4.4.1.2 Formule de Saidi.....76
III.4.4.2 Transport solide par charriage.....76
III.5 ETUDE DES CRUES.....77
III.5.1 Détermination des débits maximaux fréquentiels par les formules empiriques.....77
III.5.1.1 Formule de MALLET-GAUTHIER.....77
III.5.1.2 Formule de POSSENTI.....78
III.5.1.3 Formule de TURRAZA.....78
a) Formule de SOKOLOVSKY.....78
III.5.2 Détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthode deSokolovsky.....80
III.5.3 Choix de la crue de projet.....83
III.6 REGULARISATION DE L'ECOULEMENT.....84
III.6.1 Courbes caractéristiques de la retenue (hauteurs, capacités, surfaces, côtes).....85
III.6.2 Détermination de la garantie de la restitution.....90
III.6.3 Régularisation saisonnière pour Calcul du volume utile.....90
III.6.3.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....92
III.6.3.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes).....92
III.6.4 Régularisation par La méthode simplifiée de DINCER (régularisation interannuelle).....97
III.7 LAMINAGE DE CRUE.....99
III.7.1 Méthode de Muskingum.....100
III.7.1.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière.....100
III.7.1.2 Méthode de Muskingum.....100
III.7.1.2.1 Principe de la méthode de solution.....101
III.7.1.2.2 Calcul du débit de sortie.....102
III.7.1.2.3 Calcul du volume stocké.....103
III.7.1.3 La méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir b=100m.....103
III.8 CONCLUSION.....110

Chapitre IV : Etude des Variantes 111

Introduction 112

IV.1 Le choix du l'axe du barrage 112

IV.2 Les Critères de choix du type de barrage 112

IV.3.1 La topographie 112
IV.3.2 La morphologie de la vallée 112
IV.3.3 Conditions géologiques et géotechniques 114
IV.3.4 Matériaux disponibles 114
IV.3.5 Conditions hydrologiques et les régimes des crues 114
IV.3.6 Risque sismique 115
IV.3.7 Critères économiques 115
IV.3.8 Sécurité et environnement 115

IV.3 Les variantes proposées 115

IV.4.1 Variante 1 : Barrage en enrochement à noyau centrale 116
IV.4.2 Variante 2 : Barrage en enrochement à noyau avec masque amont en béton 117
IV.4.3 Variante 3 : Barrage en béton (BCR) 119

IV.4 Définition du profil générale du barrage 121

IV.5.1 Hauteur de barrage 121
IV.4.1.1 Calcul de la revanche 121
IV.4.1.2 Tassement de la digue et fondations 123
IV.4.1.3 La charge déversante 123
IV.5.2 Longueur en crête 124
IV.5.3 La largeur en crête 124
IV.5.4 Pentes des talus 124
IV.5.5 Les talus 126
a) Talus amont 126
B) Talus aval 126

IV.5 Etude comparative 126

IV.6.1 Calcul des volumes de la digue 126

IV.5.1.1 Barrage poids en BCR 128
IV.5.1.2 Barrage en enrochement avec masque amont en (béton armé ou béton bitumineux) 129
IV.5.1.3 Barrage en enrochement avec un noyau argileux 129

Conclusion 130

Chapitre V : Calcul de Stabilité et de Résistance 131

Introduction 132

V.1 Hypothèses retenues 132
V.1.1 Caractéristiques des matériaux de construction 132
V.1.1.1 Poids propre 132
V.1.1.2 Poussée de l'eau 132
V.1.1.3 Résistance a la compression 132
V.1.1.4 Caractéristiques de cisaillement 132
V.1.2 Caractéristiques du substratum rocheux 133
V.1.3 Sous pressions 133
V.1.4 Poussée de la vase sur le parement amont du barrage 134
V.1.5 Séisme 134

V.2 Cas de charge pour le Calcul de stabilité 135
V.2.1 Condition normale 135
V.2.2 Condition exceptionnelle 135
V.2.3 Conditions extrêmes 135

V.3 Méthode utilisée pour le calcul et critères de stabilité 135
V.3.1 Présentation générale du code de calcul 135
V.3.2 Critère de stabilité au glissement 136
V.3.3 Critère de stabilité au renversement 136
V.3.4 Critère de non écrasement des parements et de la fondation 136
V.3.5 Critère de fissuration 137

V.4 Récapitulatif des cas de charge testes 138

V.5 Calcul des différentes charges 139
V.5.1 Calcul des charges verticales 139
V.5.1.1 Poids propre du barrage 139
V.5.1.2 Sous pression hydrostatique 139
V.5.1.3 Poids de la colonne d'eau amont 140
V.5.1.4 Poids de la colonne d'eau aval 140
V.5.2 Calcul des charges horizontales 140
V.5.2.1 Poussée hydrostatique à l'amont 140
V.5.2.2 Poussée hydrostatique à l'aval 141
V.5.2.3 Poussée des sédiments 141
V.5.3 Calcul de la charge sismique 141
V.5.3.1 Une force horizontale vers l'aval 141
V.5.3.2 Une force verticale vers le haut 141
V.5.4 Un supplément de poussée hydrostatique 142

V.6 Stabilité au Glissement 144
V.6.1 Conditions normales 144
V.6.2 Conditions exceptionnelles 144
V.6.3 Conditions extrêmes (cas d'un séisme) 145

V.7 Stabilité au renversement 145
V.7.1 Conditions normales 145
V.7.2 Conditions exceptionnelles 146
V.7.3 Conditions extrêmes (cas d'un séisme) 146

V.8 Calcul de Résistance 147
V.8.1 Méthode de la résistance des matériaux 147
V.8.2 Vérification de la condition de Maurice Levy 148

Conclusion 148

Chapitre VI : Conception du barrage BCR et ces ouvrages annexes 149

Introduction.....150

VI.1 Aperçu sur la technique du béton compacté au rouleau (BCR) 150
VI.1.1 Définition 150
VI.1.2 Qualité du BCR 150
VI.1.3 Degré d'homogénéité 150
VI.1.4 Principaux constituants des BCR 151
VI.1.4.1 Les liants..... 151
VI.1.4.2 Lesgranulats 151
VI.1.4.2.1 Définition151
VI.1.4.2.2 Sources de granulats151
VI.1.4.2.3 Choix des granulats151
VI.1.4.3 L'eau.....152
VI.1.4.4 Les adjuvants.....152
VI.1.5 Principales méthodes de formulation des BCR pour barrage.....152
VI.1.5.1 Méthode du BCR pauvre en liant (*the lean RCC method*).....153
VI.1.5.2 Méthode simplifiée des sols (*the simplified soils method*) 153
VI.1.5.3 Méthode du BCR riche en liant (*the high- paste method*) 153
VI.1.5.4 Méthode Japonaise (*the RCD method*).....154
VI.1.5.5 Méthode de la corporation des ingénieurs de l'armée Américaine (*the U.S. ArmyCorps ofEngineers method*) 154

VI.2 La conception du barrage et ces ouvrages annexes.....155
VI.2.1 Implantation du site.....155
VI.2.2 Caractéristiques de la retenue.....155
VI.2.2.1 Présentation.....155
VI.2.2.2 Capacite utile d'exploitation de la retenue de Boussiaba.....155
VI.2.2.3 Capacite et répartition des dépôt solides 156
VI.2.2.4 Capacités et cotes de retenue 156
VI.2.2.5 Cote des plus hautes eaux et cote de couronnement du barrage.....156
VI.2.2.5.1 Cote des plus hautes eaux de la retenue…156
VI.2.2.5.2. Cote de couronnement du barrage 157
VI.2.2.6 Hauteur de barrage.....157
VI.2.2.7 Tableau récapitulatif des côtes et capacitésdela retenue.....157
VI.2.3 Conception du barrage de Boussiaba.....158
VI.2.3.1 Topographie du site du barrage 158
VI.2.3.1.1 Cadences et volume du BCR :158
VI.2.3.2 Géologie du site du barrage..... 158
VI.2.3.3 Le barrage en BCR 159
VI.2.3.3.1 Choix du type de barrage159
VI.2.3.3.2 la technique du barrage type «BCR »159
VI.2.3.3.3 Coupe type 161
VI.2.3.3.4 Présentation générale - accès au barrage 160
VI.2.3.3.5 Profondeurs des fouilles 162
VI.2.3.3.6 Solution adoptée pour la fondation : 162
VI.2.3.3.5.1 Préparation du fond de fouilles :162
VI.2.3.3.5.2 Solution adoptée pour la fondation : 162
VI.2.3.3.5.3 Contact fondation BCR : 162
VI.2.3.3.6 Les matériaux constitutifs du barrage163

VI.3 Conclusion.....167

Chapitre VII *168*

Organisation de chantier *168*

Introduction **169**

VII.1 Planning des travaux **169**

VII.2 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier **170**

VII.2.1 Le maître de l'ouvrage 170

VII.2.2 Le maître d'œuvre 170

VII.2.3 L'entrepreneur 170

VII.3 Organisation technique de préparation **172**

VII.4 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise **172**

VII.4.1 Installations destinées au Personnels de chantier du BCR 172

VII.4.2 Installations destinées au stockage des matériaux 173

Le Ciment et les aciers 173

L'eau de gâchage 173

Le Béton 173

L'énergie électrique 173

L'alimentation en eau potable 173

L'alimentation en carburant 173

VII.4.3 Installations destinées à la réparation des engins 174

VII.4.4 Installations pour la préfabrication 174

VII.5 Les moyens de chantier **174**

VII.5.1 Les moyens humains 174

VII.5.2 Les moyens matériels 174

VII.5.2.1 Le matériel de terrassement 174

VII.5.2.2 Le matériels pour barrage BCR 174

VII.5.2.3 Le matériel spécifique 175

VII.6 Terrassement au niveau des installations de chantier **175**

VII.7 Dérivation provisoire **175**

VII.8 Réalisation de la digue **176**

VII.9 Exécution de l'évacuateur de crue **176**

VII.10 Exécution des travaux de bétonnage **176**

VII.11 Exécution de la vidange de fond **176**

VII.12 Travaux des injections **176**

VII.13 Compactage du BCR **177**

VII.14 Le devis estimatif **178**

VII.15 Planification **179**

VII.15.1 Définition 179

VII.15.2 Techniques de la planification 179

VII.15.2.1 Méthodes basées sur le réseau 179

VII.15.2.1.1 Définition du réseau 179

VII.15.2.1.2 Construction du réseau 180
VII.15.2.2 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) 180
VII.15.2.2.1 Les étapes de la planification 180
a) **Collection des informations** 180
b) **Décomposition du projet** 180
c) **Relations entre les tâches** 180
VII.15.2.2.2 Les paramètres de la méthode C.P.M 180
VII.15.2.2.3 Chemin critique (C.C) 181
VII.15.2.2.4 Attribution des durées de chaque opération 181
VII.15.2.2.5 plannings 181
a) **Plan de travail au plus tôt** 181
b) **Plan de travail au plus tard : (PTPP)** 181
c) **Plan de travail intermédiaire** 182
VII.15.2.2.6 Délai de construction et programme des travaux 182
VII.15.2.3 Détermination des chemins critiques par la méthode du tableau 183
VII.15.2.4 Diagramme de Gant (méthode des barres) 184

CONCLUSION 184

Chapitre VIII Sécurité de travail 185

Introduction 186

VIII.1 Principes des fonctions du service de sécurité 186

VIII.2 Niveaux d'intervention 189

VIII.3 Responsabilités 189

VIII.4 Cause des accidents de travail 189
VIII.4.1 Causes humaines (Actions dangereuses) 189
VIII.4.2 Causes techniques (Conditions dangereuses dans le chantier) 190

VIII.5 Mesures préventives 190

VIII.6 Galeries principales 190

VIII.7 Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel 191
VIII.7.1 Ordonnance 66-183 191
VIII.7.2 Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel 191
VIII.7.3 Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation 192
VIII.7.3.1 La méthode dynamique 192
VIII.7.3.2 Méthode d'équi-friction 192
VIII.7.3.3 Calcul du diamètre des canalisations 192

VIII.8 Organisation de la prévention des accidents du travail 193

Conclusion 194

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau I. 1 : Bassin versant d'oued Boussiaba 9

CHAPITRE II

Tableau II.1 : Bassin versant d'oued Boussiaba (Dureté des roches) 13

Tableau II.2 : Sondages APD 1ère phase au site du barrage 16

Tableau II.3: Essais de laboratoire effectués sur carottes des sondages APD 1ère phase 16

Tableau II.4: Essais de laboratoire effectués sur matériaux de zones d'emprunt 17

Tableau II.5: Sondages APD 2ème phase au site du barrage 17

Tableau II.6 : Rive droite 23

Tableau II.7 : Rive gauche 23

Tableau II.8 : Fond d'oued 23

Tableau II.9 : Résistances moyennes et extrêmes du rocher de fondation 24

Tableau II.10 : Modules dilatométriques du rocher de fondation 25

Tableau II.11: Répartition des résultats des essais de perméabilité Lugeon 26

Tableau II.12 : côtes de la nappe de versant 27

Tableau II.13 : Volumes de matériaux meubles dans les zones d'emprunt 30

Tableau II.14 : paramètres du séisme de référence 32

CHAPITRE III

Tableau III.1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique 37

Tableau III.2 : Classification de L'O.R.S.T.O.M (type de relief) 42

Tableau III.3 : Temps de concentration 46

Tableau III.4 : Longueur de cours d'eau principale en chaque altitude 48

Tableau III.5 : Caractéristiques hydro-morphométriques du bassin versant de BOUSSIABA 50

Tableau III.6 : Température maximale et minimale (en C°) (2000-2020) station de l'oued Boussiaba 51

Tableau III.7 : Humidité moyenne mensuelle (%) station de l'oued Boussiaba (2000-2020) 52

Tableau III.8 : Vitesse moyenne mensuelles des vents (m /s) station de l'oued Boussiaba (2000- 2020) 53

Tableau III.9 : Coordonnées et code de la Station pluviométrique utilisée dans l'étude 54

Tableau III.10 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations 54

Tableau III.11 : Les caractéristiques pluviographiques de la région 55

Tableau III.12 : Caractéristiques de la série pluviométrique (104ans) 55

Tableau III.13 : Résultats de l'ajustement 60

Tableau III.14 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon 60

Tableau III.15 : Résultats de l'ajustement 61

Tableau III.16 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon 61

Tableau III.17 : Pluies de courte durée (mm) 64

Tableau III.18 : Intensité des pluies It (mm/h) 64

Tableau III.19 : Récapitulatif des apports 69

Tableau III.20 : La Station pluviométrique BOUSSAIABA 69

Tableau III.21 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station 69

Tableau III.22 : Récapitulatif des Cv 72

Tableau III.23 : Résultat de l'ajustement à la loi log-normale 72

Tableau III.24 : Comparaison des caractéristiques de la loi log-normale et de l'échantillon 73

Tableau III.25 : Les apports de différentes fréquences 74

Tableau III.26 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 95% 74

Tableau III.27 : Déférentes valeurs de « α » 75

Tableau III.28 : Les valeurs du volume mort en suspension 76

Tableau III.29 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour 77

Tableau III.30 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour 78

Tableau III.31 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour 78

Tableau III.32 : Débits maximal des crues de différentes périodes de retour 79

Tableau III.33 : Récapitulatif des débits maximaux de crue. 79

Tableau III.34 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ 80

Tableau III.35 : Les hydrogramme de crues 81

Tableau III.36 : Crue de projet recommandée 83

Tableau III.37 : Caractéristiques topographiques de la retenue 85

Tableau III.38 : Les besoins mensuels pour Le Transfère à Beni Haroun AEP El Milia 90

Tableau III.39 : Le volume utile de la retenue 91

Tableau III.40 : Evaporation mensuelle 92

Tableau III.41 : valeurs de coefficient δ d'infiltration 93

Tableau III.42 : Les volumes des pertes dans la retenue 93

Tableau III.43 : Le volume utile de la retenue (en tenant compte des pertes) 94

Tableau III.44 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes 95

Tableau III.45 : Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) 96

Tableau III.46 : Coefficient de réduction K 97

Tableau III.47 : Résultats de régularisation interannuelle (méthode de Dincer) 98

Tableau III.48 : Valeurs de h et les plages de variation en période de crue 102

Tableau III.49 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour b=100 m 104

Tableau III.50 : Calcul de l'hydrogramme de sortie pour b=100m. 105

Tableau III.51 : Le calcul de l'hydrogramme laminé pour les déférentes largeurs b de 65 à 120 m 107

Tableau III.52 : récapitulatif des résultats de laminage. 108

Tableau III.53 : récapitulatif des caractéristiques du barrage l'étude de la régularisation et du laminage. 110

CHAPITRE IV

Tableau IV.1 : configuration des vallées pour le choix du type du barrage 113

Tableau IV.2: Résultats de calcul de la revanche. 123

Tableau IV.3 : Valeurs indicatives des pentes des talus. 125

Tableau IV.4 : Coût de la digue (1ére variante). 128

Tableau IV.5 : Coût de la digue (2eme variante). 129

Tableau IV.6 : Coût de la digue (3eme variante). 129

CHAPITRE V

Tableau V.1: Coefficients de sécurité. 138

CHAPITRE VI

Tableau VI.1 : récapitulatif des côtes et capacités de la retenue 157

Tableau VI.2: Résultats des analyses d'eau prélevée dans l'oued Boussiaba au droit du site 164

Tableau VI.3: Granulométries moyennes des matériaux granulaires issus des zones d'emprunt potentiellement exploitables 165

Tableau VI.4: Fuseau granulométrique des granulats du BCR 166

CHAPITRE VII

Tableau VII.1 : Pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats 173

Tableau VII.2 : Devis estimatif de projet. 178

Tableau VII.3 : Résultats de calcul pour la méthode du tableau 183

CHAPITRE VIII

Tableau VIII.1 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations 192

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1 : Localisation du bassin versant de l'oued Boussiaba 4

Figure I.2 : Visualisation satellitaire du barrage Boussiaba cote digue 5

Figure I.3 : Vu en 3D du barrage Boussiaba 5

Figure I.4 : Carte topographique du site (source ANBT) 6

Figure I.5 : Carte hypsométrique du Bassin versant d'oued Boussiaba 7

Figure I.6: Les pentes du bassin versant d'oued Boussiaba 8

Figure I.7 : Occupation du sol du bassin versant d'oued Boussiaba 10

CHAPITRE II

Figure II.1 : Occupation du sol du bassin versant d'oued Boussiaba 14

Figure II.2 : carte géologique de la zone de projet 19

Figure II.3 : Ancienne carrière « Bouzekri » de granite à l'aval RD du site du barrage 20

Figure II.4 : Débit « prismatique » affectant les microgranites 21

FigureII.5 : Vue de la fracturation sur carotte te de microgranite 22

Figure II.6 : Rupture sur microfissuration préexistante sur éprouvette 24

Figure II.7 : lame mince sur les microgranites 25

Figure II.8 : zone d'emprunt « D » 29

Figure II.9 : terrasse limono-argilo-sableuse 29

Figure II.10 : le lit mineur de l'oued 29

Figure II.11 : les agrégats produits à la carrière « Bouzekri » 31

CHAPITRE III

Figure III.1 : Carte Hypsométrique (Répartition des courbes de niveaux) du bassin versant de BOUSSIABA 38

Figure III.2 : Répartition des courbes de niveaux du bassin versant de BOUSSIABA 39

Figure III.3 : courbe hypsométrique 40

Figure III.4 : Profil en long de l'Oued 43

Figure III.5 : Le réseau hydrographique du bassin versant 47

Figure III.6 : Profil en long du cours d'eau principal 49

Figure III.7 : Courbe des températures maximale et minimale station de l'oued Boussiaba 52

Figure III.8 : Humidité moyenne mensuelle (%) station de l'oued Boussiaba 53

Figure III.9 : Vitesse moyenne mensuelles des vents (m /s) station de l'oued Boussiaba 54

Figure III.10 : Répartition mensuelle des précipitations 55

Figure III.11 : La carte des écoulements moyennes annuels sur le nord de l'Algérie caler sur le bassin 56

Figure III.12 : Carte pluviométrique annuelle du nord de l'Algérie caler sur le bassin de Boussiaba 57

Figure III.13 : Ajustement à la loi Log-Normale (Maximum de vraisemblance) 62

Figure III.14 : Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance 62

Figure III.15 : Comparaison entre les deux ajustements 63

Figure III.16 : Pluies de Courte Durée 65

Figure III.17 : Intensité-Durée-Fréquence (IDF) 66

Figure III.18 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site 70

Figure III.19 : Représentation graphique de la loi log-normale 73

Figure III.20 : Répartition mensuelle de l'apport moyen a 95% 74

Figure III.21 : Hydrogrammes de crues probables 82

Figure III.22 : L'Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 1000 ans 84

Figure III.23 : Courbe capacité-cote 88

Figure III.24 : Courbe capacité-hauteur 88

Figure III.25 : Courbe surface-cote 89

Figure III.26 : Courbe surface-hauteur 89

Figure III.27 : Vu en fonction V reg 98

Figure III.28 : Laminage à travers un barrage 101

Figure III.29 : Evacuateur à surface libre à entonnement frontal 102

Figure III.30 : Modélisation de la courbe capacité- hauteur 103

Figure III.31 : Courbe caractéristique du barrage pour b=100 m. 104

Figure III.32 : Hydrogramme d'entré et les hydrogrammes de sorties pour b=100 106

Figure III.33 : Hydrogrammes de sorties pour les déférentes largeurs b de 65 à 120 m 109

CHAPITRE IV

Figure IV.1 : Profil type d'une digue à recherche en enrochement avec un noyau centrale. 117

Figure IV.2 : Coupe type d'une digue en enrochement avec un masque. 118

Figure IV.3 : Profil type d'un barrage poids en BCR. 120

Figure IV.4 : Réseau des droites déterminant le Fetch effectif. 121

CHAPITRE V

Figure V.1: Représentation des différentes charges appliquées sur le barrage de Boussiaba. 143

CHAPITRE VI

Figure VI.1 : Schéma de la structure interne des BCR montrant les vides de compactage 150

Figure VI.2: Découpage par plots du barrage. 158

CHAPITRE VII

Figure VII.1 : Gestion de chantier. 171

CHAPITRE VIII

Figure VIII.1 : Organigramme des différentes directions 187

Figure VIII.2 : Organigramme de responsabilités sur chantier. 188

Figure VIII.3 : Organigramme de la prévention 193

Liste des planches

- N01 : Vue en plan général de la retenue
- N02 : Profil en long et coupe géologique de l'axe du barrage de BOUSSIABA
- N03 : Différentes types de la digue
- N04 : Vue en plan du barrage de BOUSSIABA
- N05 : Profil type du barrage de BOUSSIABA
- N06 : Schéma de calcule stabilité
- N07 :ODC

Liste des annexes

- ANNEXE 01 : Carte structurale de la région concernée par le projet de Boussiaba
- ANNEXE 02 : Les zones d'emprunt BOUSSIABA
- ANNEXE 03 : Coupe géologique
- ANNEXE 04 : Coupe géomécanique
- ANNEXE 05 : La série des pluies mensuelles moyennes interannuelles
- ANNEXE 06 : La série des pluies maximales journalières interannuelles
- ANNEXE 07 : La série des apports mensuels en hm3 de Boussiaba

ملخص:

يقترح هذا العمل دراسة السد الخرساني المضغوط في وادي بوسيابة بولاية جيجل، بهدف استخدام الموارد الطبيعية لهذه الأخيرة، لتلبية احتياجات مياه الشرب في منطقة الميلية واستكمال المساهمات في احتجاز المياه لسد بني هارون. ويتضمن هذا العمل اقتراح ودراسة ثلاثة أنواع من السد، مع مراعاة الجوانب الطبوغرافية والجيوتقنية والهيدرولوجية المختلفة. وهذا الذي يؤكد استقرار السد لضمان التشغيل الآمن والأداء السليم أثناء استخدام الهيكل.

كلمات مفتاحية : السد ، الخرساني المضغوط ، الطبوغرافية ،الجيوتقنية ،الهيدرولوجية ،استقرار.

Résumé :

Ce travail propose une étude d'un barrage (BCR) sur oued BOUSSIABA, Wilaya de JIJEL, destiné à utiliser les ressources naturelles de ce dernier, pour satisfaire les besoins en eau potable de la région d'EL MILIA et compléter les apports dans la retenue de BENI HAROUN. Ceci inclus la proposition et l'étude de trois variantes de la digue, toute en prenant compte des différentes aspects topographiques, géotechniques, hydrologiques. Ainsi une étude de la stabilité du barrage a été effectuée pour assurer une exploitation sécurisée et un bon fonctionnement pendant l'utilisation de l'ouvrage.

Mots clés: Barrages, BCR , topographiques, géotechniques, hydrologiques ,stabilité.

Abstract:

This work proposes a study of a dam (BCR) on BOUSSIABA valley, state of JIJEL, intended to use the natural resources of this latter, to meet the drinking water needs of the region of EL MILIA and complete the contributions in the detention of BENI HAROUN. This includes the proposal and study of three variants of the dike, while taking into account the different topographical, geotechnical, hydrological aspects. And this verifies the stability of the dam. To ensure safe operation and proper functioning while the structure is in use.

Key words: Dams, BCR, topographical, geotechnical, hydrological, stability.

Introduction Générale :

Introduction Générale :

L'eau est l'élément le plus essentiel pour tous les êtres vivants, que ce soit des humains, des végétaux, des animaux et même pour les matériaux de construction tels que les bétons...

Cependant, les ressources en eau douce sont limitées, spécialement les eaux surface (les barrages, les retenus ...), ou de l'épuration des eaux usées. L'eau douce est donc un capital limité, menacée par une consommation croissante et de multiples pollutions.

La maitrise de la gestion des ressources en eau joue un rôle important dans le développement de notre pays, et repose essentiellement sur la mobilisation des ressources en eau et leur utilisation rationnel, cependant la construction des barrages a connu ces dernières années une forte croissance due essentiellement à la forte croissance démographique.

La willaya de JIJEL a bénéficié d'un projet de construction de barrage de BOUSSIABA pour but 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 le barrage de BENI HAROUN, dans le cadre de l'alimentation en eau potable, en eau d'irrigation, et l'industrie du bassin Constantinois et des Aurès.

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

Le présent mémoire est constitué de huit chapitres. Le premier chapitre est consacré à la présentation de la zone d'étude. Ensuite, le deuxième chapitre fera l'objet d'une analyse des conditions géologiques et géotechniques et risques sismiques afin de trouver le site le plus favorable pour l'implantation de l'axe du barrage. Puis, on traite dans le chapitre trois l'étude hydrologique en détail, très importante et qu'on ne peut pas la négliger, elle se fait en utilisant les données géomorphologiques, pluviométriques et hydrométriques pour faire apparaitre (hydrogramme de crue, la régularisation des apports, transport solide, laminage hydraulique pour but d'estimer l'hydrogramme de sortie de la crue…) cette étude a été faites pour extraire les résultat très importants qu'ils sont les caractéristiques de la retenue (cotes, capacités), pour pouvoir dimensionner le barrage. On consacrera le chapitre quatre pour le choix technico-économique de la variante digue et le cinquième chapitre pour le calcul de la stabilité et de résistance pour confirmer qu'on a attient le bon choix. Ensuite ,le sixième chapitre contient la conception du barrage BCR et les ouvrages annexes, tandis que le chapitre sept est réservé à l'organisation de chantier. Le dernier chapitre traitera la sécurité de travail.

Chapitre I :

Représentation de la zone d'étude

Introduction

Avant l'étude d'un barrage, il est indispensable d'avoir une bonne connaissance de la zone, pour bien dimensionner notre ouvrage, notamment les sorties sur terrain qui nécessite la connaissance de la géographie de la région et l'accès aux sites pour pouvoir étudier tous les choix possibles, ainsi qu'examiner les conditions géologiques, géotechniques, topographiques et hydrologique du site.

I.1 Description du barrage

Le projet du barrage BOUSSIABA est construit dans les wilayas de Jijel et Constantine, situé sur l'oued de même nom, à une distance de 7 km au nord-est de la ville d'EL Milia. Ce barrage poids en BCR.

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.

Le barrage de Boussiaba est destiné à utiliser les ressources naturelles de l'Oued BOUSSIABA pour satisfaire les besoins en eau potable de la région d'EL MILIA, il s'agit également de compléter les apports dans la retenue de Béni Haroun, permettant de transférer annuellement 82,8 millions de m3 (dont 11 millions m3 destinés à l'AEP de la région d'El Milia, 69 millions de m3 pour le transfert vers le réservoir de Béni Haroun et 2,8 millions pour le débit réservé).

I.2 Situation géographique et les coordonnées de l'Ouvrage

Le bassin versant de Boussiaba fait partie des Côtiers Constantinois, couvre une superficie de 391.79 km2 et un périmètre de 109.35 km. Il est situé à l'ouest de la ville d'El Milia. Au Nord, le bassin est entouré par la route de wilaya N39, et drainé par l'oued Boussiaba voire (figure 1.1).

Les coordonnes Lambert et UTM de l'axe du barrage (Coordonnées exutoire) sont les suivants :

- Longitude : 6°20'43". Est.
- Latitude : 36°47'32". Nord

X =260659,284 m ;

Y=4075179,674 m ;

Z=44,00 m

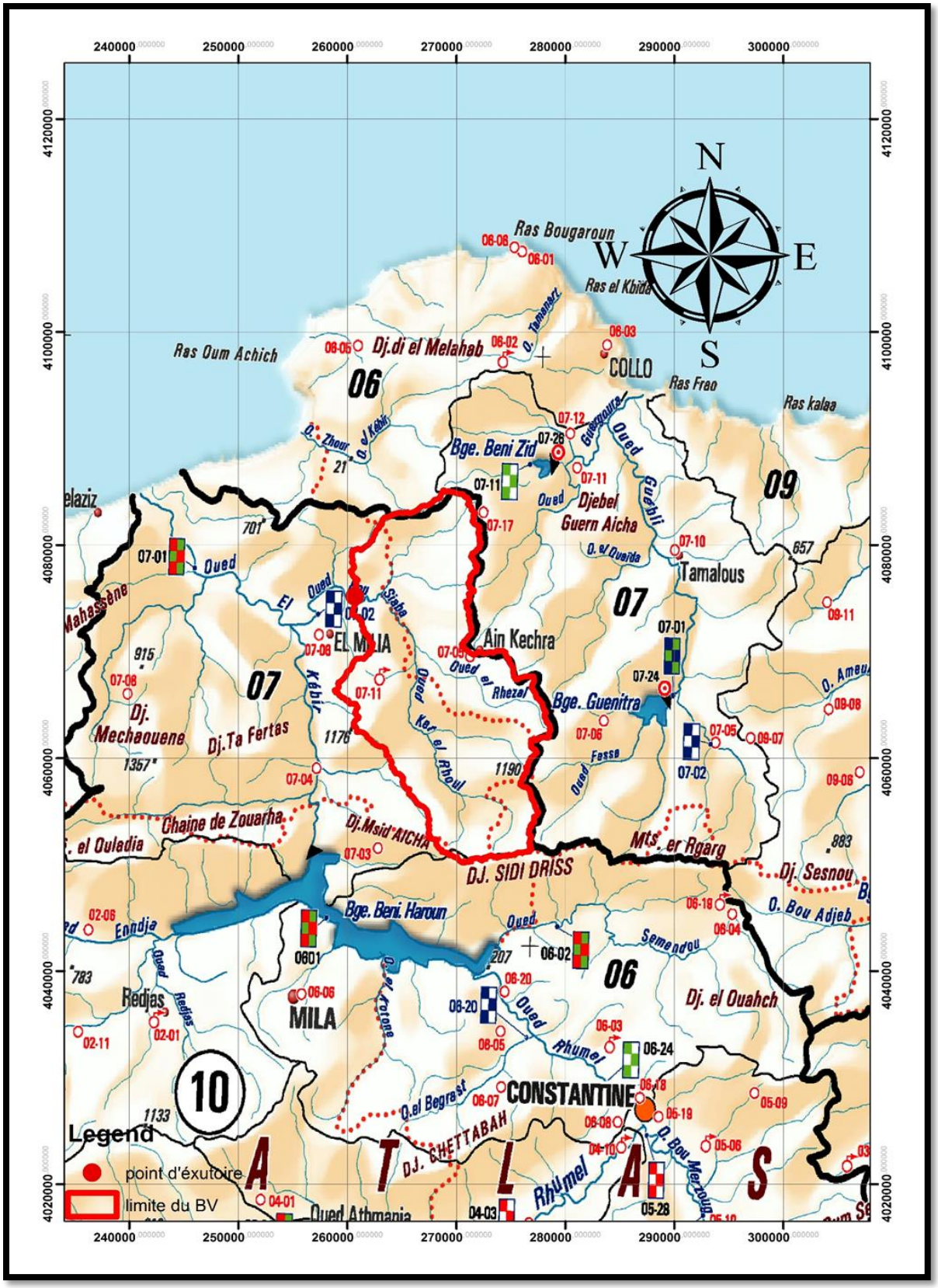


Figure I.1 : Localisation du bassin versant de l'oued Boussiaba.



Figure I.2 : Visualisation satellitaire du barrage Boussiaba cote digue



Figure I.3 : Vu en 3D du barrage Boussiaba.

I.3 Topographie du site du barrage

- ***Vue en plan général de la retenue du barrage est illustrée par le plan N°01.***

La topographie du barrage de Boussiaba est montrée par la carte topographique INC à l'échelle 1/25 000e de Ain Kechera (figure I.4).Le levé topographique à l'élaboration du plan général de la cuvette et 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 000e, par la société GEOCAT. Dans la même période, , cette même société a procédé un levé topographique au 1/1 000e du site du barrage à partir duquel ont été conçus le barrage et ses ouvrages annexes.

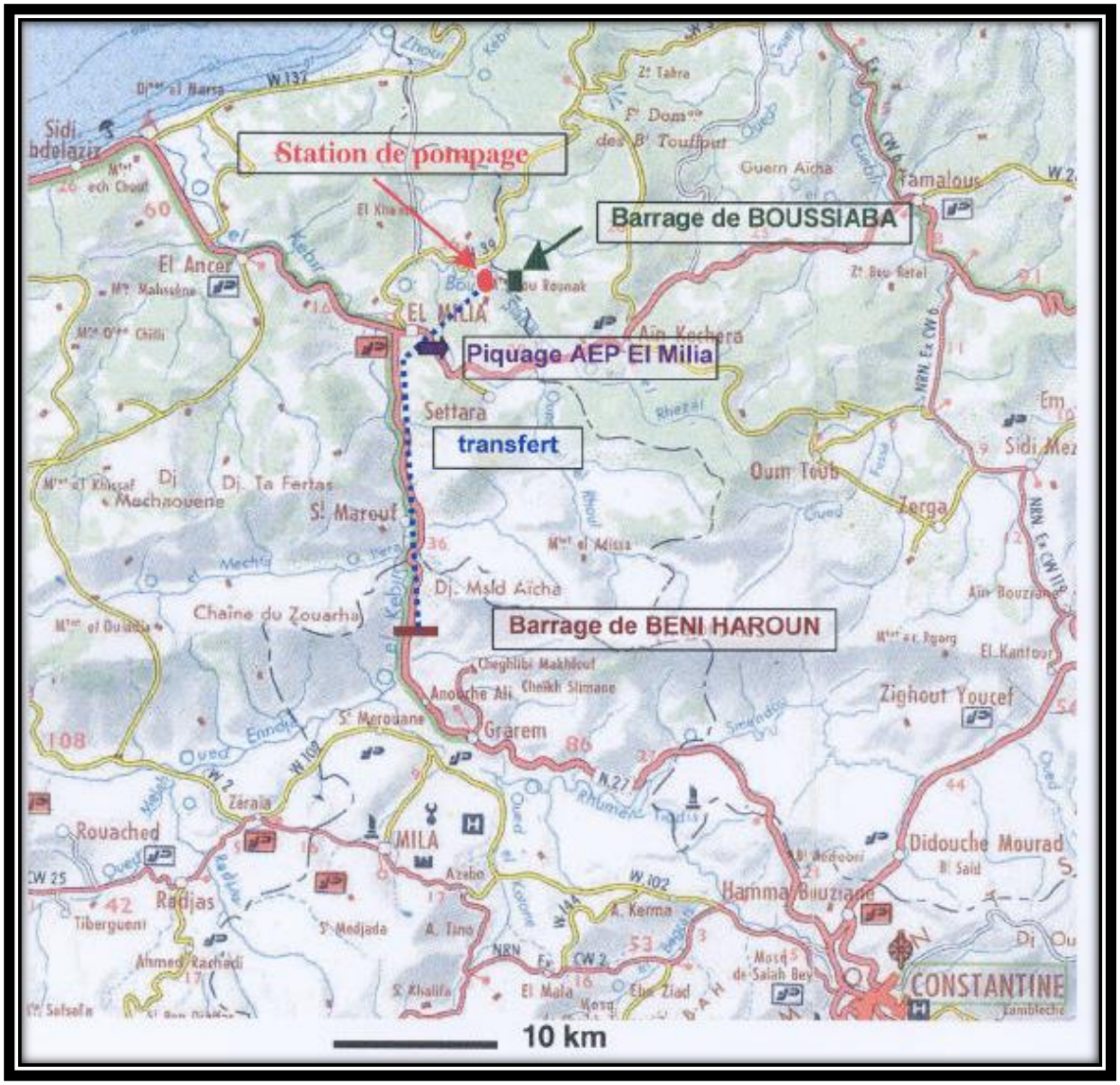


Figure I.4 : Carte topographique du site (source ANBT)

I.4 Caractéristiques morphologiques et reliefs :

I.4.1 Les reliefs :

Le bassin versant de l'oued Boussiaba est caractérisé par une topographie accidentée (figure I.5), dont les altitudes augmentent progressivement vers le sud, allant de 35 à 1350 m.

Sur le plan morphologique, le bassin renferme les unités topographiques suivantes :

- Les zones des plaines : situé dans la vallée d'oued kef Rhoul, oued Melab, oued Astour.
- Les zones montagneuses : situées autour de la vallée, caractérisées par une couverte végétale et un réseau hydrographique important.

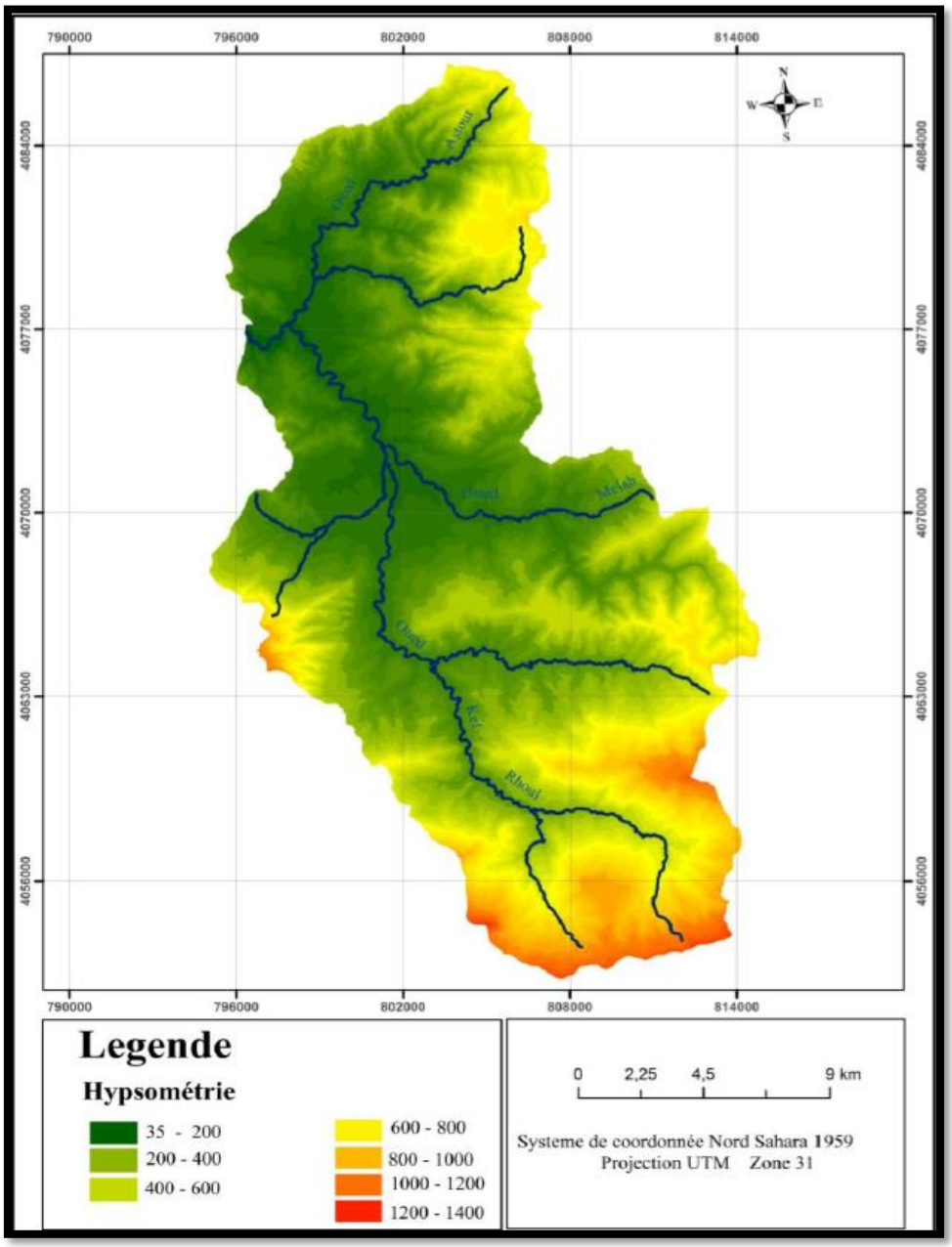


Figure I.5 : Carte hypsométrique du Bassin versant d'oued Boussiaba (Source carte d'A. Kechra (1-2;3-4 ;5-6 ;7-8), carte de Collo (5-6), carte de S. Driss (1-2 ;3-4) topographique1/25000).

I.4.2 Les pentes :

Selon la carte des pentes (figure I.6), le bassin versant de l'oued Boussiaba est caractérisé par des classes de pente allant de 0% à plus 35%. L'objectif prévu à travers la réalisation de cette carte, ne demeure pas uniquement dans la connaissance de répartition spatiale des différentes classes des pentes retenues, mais il vise surtout l'analyse des phénomènes naturels existants et la détermination du rôle de la pente en tant que facteur fondamental d'explication et d'analyse des formes de l'érosion et des aspects du relief.

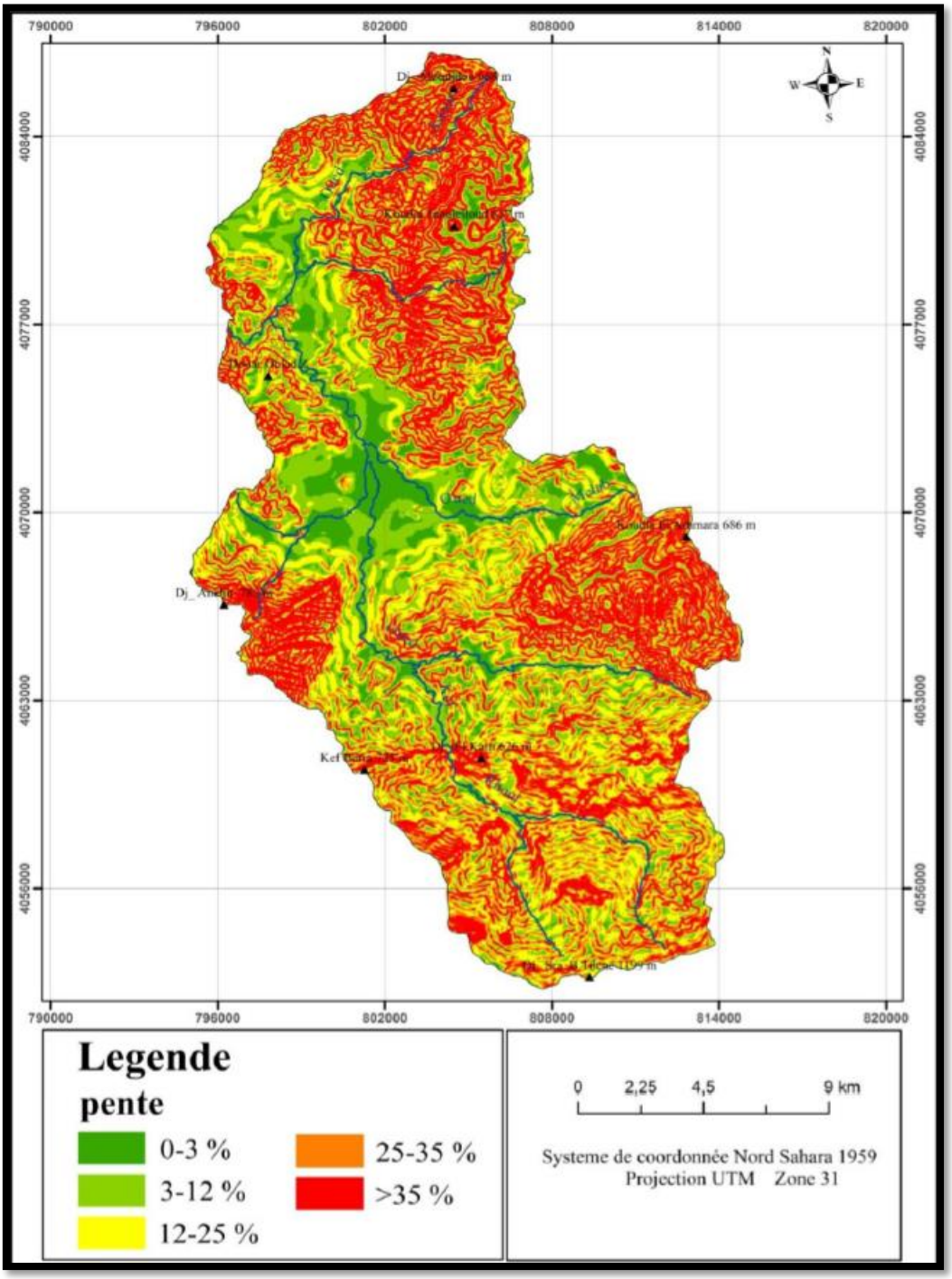


Figure I.6: Les pentes du bassin versant d'oued Boussiaba (source MNT).

Tableau I. 1 : Bassin versant d'oued Boussiaba

Classe des Pentes	Superficie en km²	Superficie en %
0-3 %	37.02	9.45
3-12%	87.30	22.28
12-25%	95.14	24.28
25-35%	63.10	16.11
>35%	109.23	27.88

L'examen de (tableau I.1) montre que le bassin objet d'étude renferme cinq classes des pentes:

- Les pentes très faibles (0-3 %) : occupant une superficie faible (37.02 km2), cette classe est fréquente dans de nombreux secteurs, notamment dans la vallée de l'oued d'el melab à l'est de bassin versant, ainsi que dans la vallée d'oued d'el mekmel à l'Oust du bassin versant.
- Les pentes faibles (3-12%) : couvrant une superficie de 87.30 km2, soit 22.28% de la surface totale du bassin-versant, cette classe est surtout localisée dans la partie Nord (mechtet el kedia), et dans quelques secteurs dans la vallée d'oued Boussiaba.
- Les pentes moyennes (12-25%) : s'étalent sur une superficie de 95.14 km2. Cette classe s'observe sur les versants inferieurs, elle est fréquente sur la moyenne montagne de la partie méridionale du bassin versant caractérisée par des formations lithologie grés, schiste et les argiles.
- Les pentes fortes (25-35%) : occupant une superficie de 63.10 km2, cette classe est fréquente, surtout dans la partie du nord-est et Sud-est et Sud-ouest du bassin versant objet d'étude.
- Les pentes très fortes (>35%) : Elles couvrent une superficie de l'ordre de 109.23 km2, soit 27.88% de la superficie totale du bassin, cette classe est fréquente, surtout dans la partie du nord-est et Sud-est et Sud-ouest du bassin versant.

I.5 Le couvert végétal

Le bassin versant est couvert à plus de 60% par les strates de maquis et les massifs forestiers. Bien que les grandes cultures n'occupent qu'environ 26%du bassin, elles sont parsemées sur l'ensemble du territoire. Les terres caractérisées par un couvert végétal dégradé représentent près de 2% de la superficie totale du bassin. En général, ce sont des zones dénudées exposent un processus avancé de dégradation des sols.

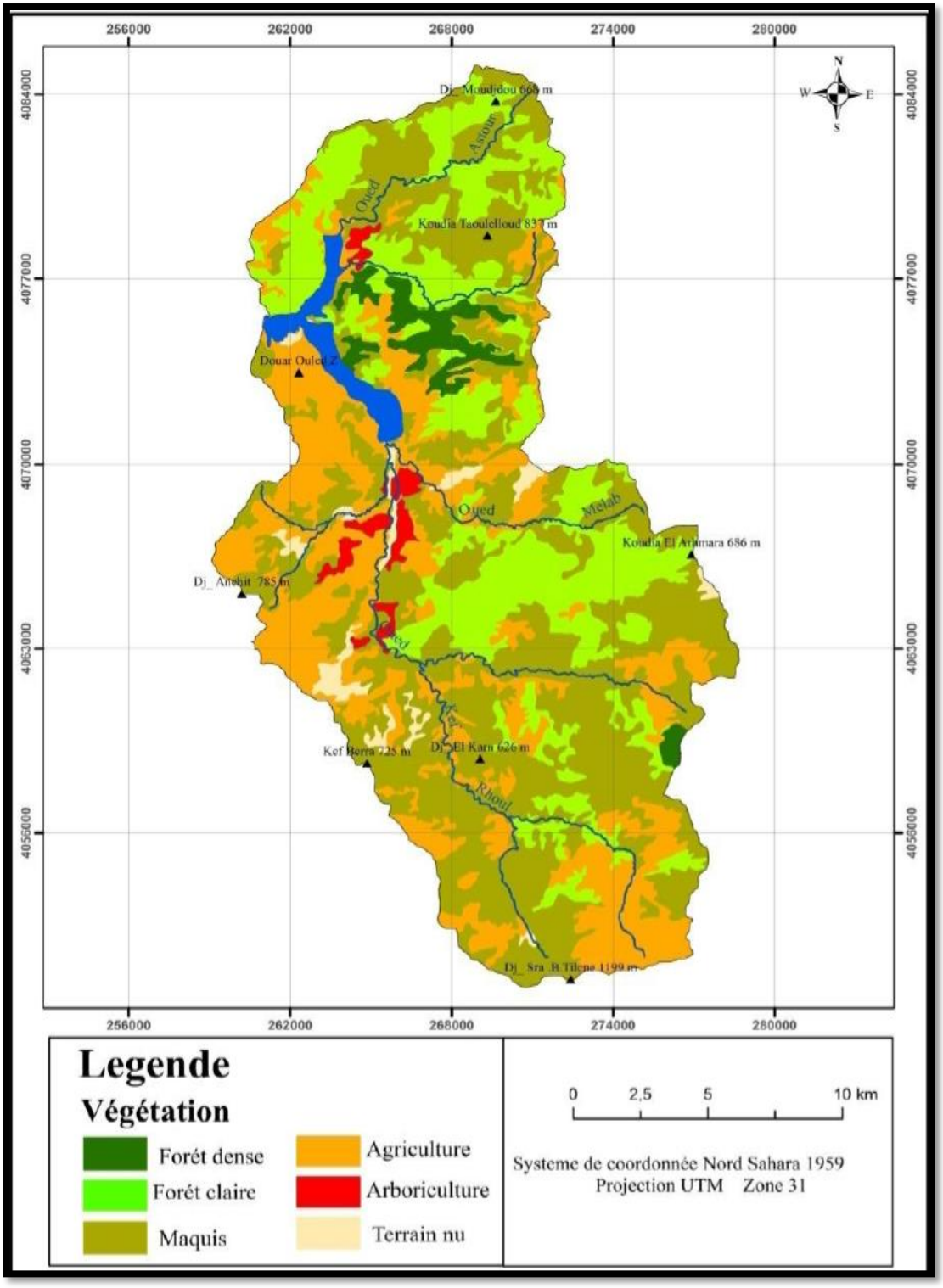


Figure I.7 : Occupation du sol du bassin versant d'oued Boussiaba (source TECSULT International Limitée modifié).

Conclusion

Le barrage de BOUSSIABA est intégré dans le réseau national des ressources hydriques, revêt une grande importance en Algérie, raison pour laquelle il est considéré stratégique. Il s'agit d'un barrage construit en béton compacté au rouleau, qui a été mis en œuvre, pour la première fois en Algérie, par le système des rampes.

Chapitre II : Étude géologique et géotechnique et risques sismiques

Introduction

L'étude géologique et géotechnique d'un site de barrage une étape très importante dans la conception, basée essentiellement sur les données recueillies du site, après plusieurs compagnes de reconnaissance faite sous forme de prospection, par sondages et puits en différents endroits de la retenue (zone d'emprunt et zone d'emprise de la digue) et aussi avec l'analyse descriptive (la lithologie) des formations géologiques constituant le relief.

Dans ce présent chapitre on décrira sommairement la géologie et les conditions géotechniques du site.

II.1 Caractéristiques géologique et géotechnique

La zone du projet fait partie d'un vaste ensemble géographiquement très accidenté, constitué de pentes abruptes, d'un réseau de ravins profonds et tortueux et d'une végétation forestière abondante. Le bassin du barrage de Boussiaba a une géologie contrastée. En aval, les roches du socle sont métamorphiques avec intrusions granitiques récentes. Ces roches sont altérées sur une grande épaisseur (une dizaine de mètres). On observe quelques glissements superficiels, soit à la suite de travaux de terrassement (piste, carrières) soit par instabilité naturelle. Cette zone est très boisée, avec de versants à forte pente. En amont, on trouve des roches sédimentaires, essentiellement des argiles et grès.

II.2 Géologie locale :

Les données géologiques et lithologiques proviennent de la carte géologique en coupure spéciale 1 :100000 Kabylie de Collo établie dans le cadre de l'étude géologique de la Kabylie de Collo effectuée par Marcel Roubault (1934) et des cartes géologique 1 :50000 Ain Kechra et Sidi Driss. Les cartes géologiques consultées indiquent la zone du bassin versant de Boussiaba montretrois types de lithologies : les roches sédimentaires, les roches métamorphiques et les roches plutoniques. **Carte structurale La géologie de la région concernée est illustrée en annexe 01 .**

L'âge des roches sédimentaires s'étend à l'éocène quaternaire. Les roches métamorphiques apparaissent sous forme de gneiss et de schistes satinés. Rouault (1934) indique que les roches métamorphiques présentes sur sa carte et dans le bassin versant sont d'âge anté-nummulitique. Des roches intrusives granitoïdes sont également présentes au nord du bassin versant. Au contactavec les roches intrusives, les roches sédimentaires ont été métamorphisées.

La région du site du barrage est constituée de roches sédimentaires miocènes présentes sous forme d'argilites et de grès. Des roches éruptives – principalement des roches granitoïdes – apparaissent également dans la région. Au contact avec les roches métamorphiques, les roches sédimentaires ont été métamorphisées. Les affleurements sont peu nombreux dans la région. Unefaible couverture de sol résiduel a été mise à jour dans la zone du réservoir.

Sur la carte géologique consultée, les dépôts meubles sont principalement localisés le long des oueds et sont de nature alluviale.

Les vallées principales des oueds, sont recouvertes par des alluvions anciennes et actuelles (sont constitués, de sables et de limons argileux). Les sondages ont montré une épaisseur

d'une dizaine de mètre pour ces dépôts.

La superficie occupée par chaque formation a été calculée en km^2 ainsi que le pourcentage par rapport à la superficie totale du bassin versant à l'aide du logiciel Arc Gis.

II.3 Classification lithologique du bassin versant de l'oued Boussiaba :

La structuration et l'analyse spatiale de la carte lithologique du bassin versant de l'oued Boussiaba sur logiciel Arc Gis a permis de dégager plusieurs classes de dureté des roches (tableau II.1).

Tableau II.1 : Bassin versant d'oued Boussiaba (Dureté des roches)

Lithologie	*Dureté des roches*	*Superficie en km^2*	*Superficie %*
-Roche volcanique indifférenciées -cipolins et cacshiste -Grés -calcaire à silex -Roche métamorphique	Roche à résistance élevé	36.77	9.381
-Calcaire marneux -Schiste, ardoise et phyllade -Schiste, grés (gréseux) -Brèches et conglomérat	Roche à résistance moyenne	72.93	18.61
-Granite microgranite -Gneiss granulitique à muscovites (Très altéré)	Roche à résistance faible	75.37	19.24
-Marne -Dépôts meublesArgile Numidien	Roches non résistantes (meubles)	206.70	52.75

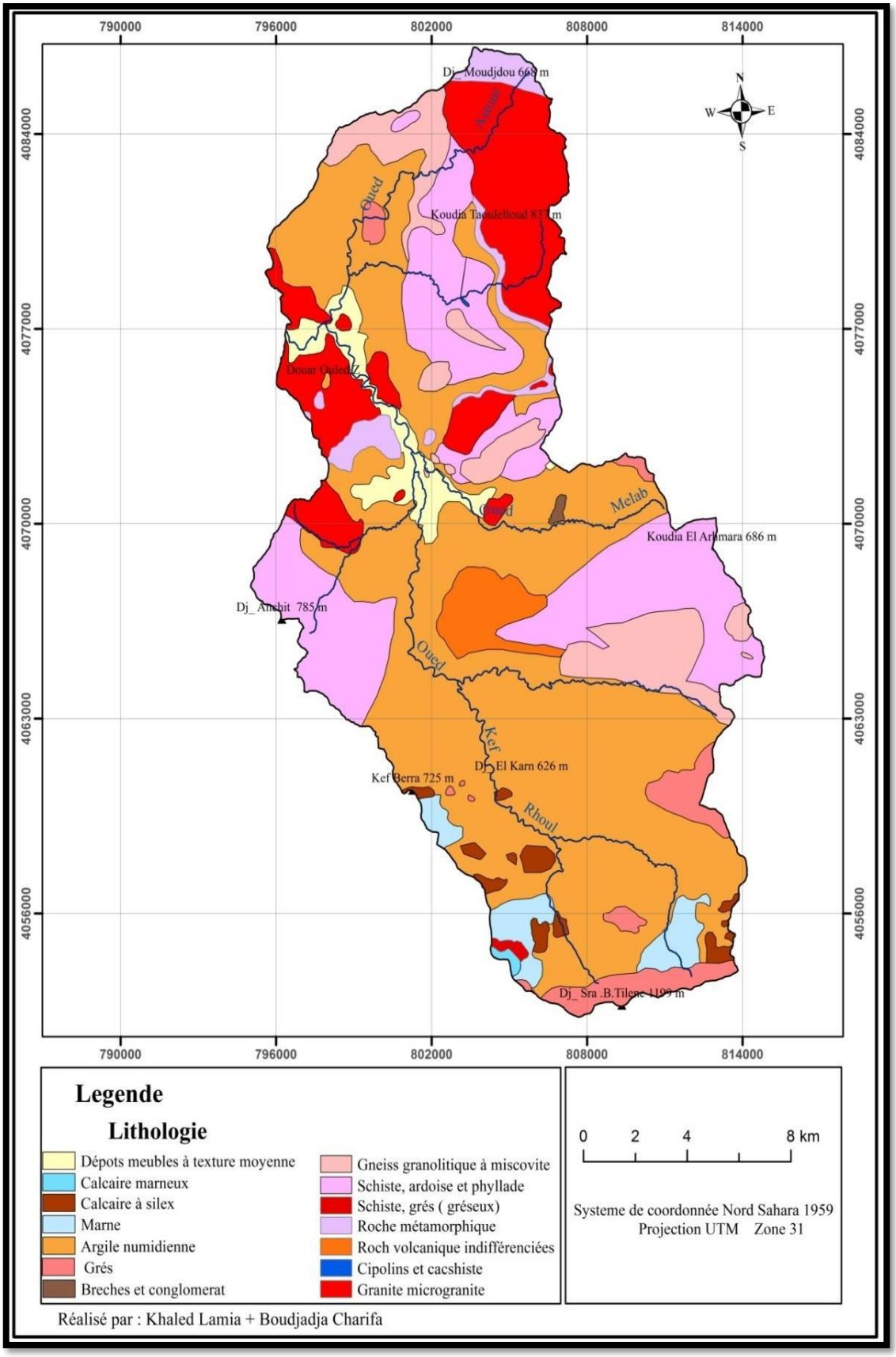


Figure II.1 : Occupation du sol du bassin versant d'oued Boussiaba (source TECSULT International Limitée modifié)

II.3.1 Roche à résistance élevé

Elles sont représentées dans l'aire d'étude pour l'essentielle par des formations volcaniques indifférenciées, cipolin et calschiste, grés, calcaire à silex et roches métamorphique avec une superficie de 36.77 km^2, soit 9.381% de la zone d'étude.

II.3.2 Roche à résistance moyenne

Elles sont représentées pour l'essentielle par des formations calcaires marneux, schiste, - ardoise –phyllade, schiste-grés (gréseux) et brèche et conglomérat avec une superficie totale de l'ordre de 72.93 km^2, soit 18.61% de la zone d'étude.

II.3.3 Roche à résistance faible

Les unités à résistance faible sont représentées dans le bassin objet d'étude par les granites microgranite et gneiss granulitique à moscovite (très altéré) et s'étalent sur une superficie de 75.37 km^2, soit 19.24% de la zone d'étude.

II.3.4 Roches non résistantes (meubles)

Les formations meubles, sont représentées dans la zone d'étude par les marnes, dépôt meuble et les argiles avec une superficie de 206.70 km^2, soit 52.75% de la zone d'étude.

II.3.5 Les formations lithologiques qui affleurent dans le bassin versant de L'oued Boussiaba

Notamment les formations meubles entraînent une influence sur l'arrangement d'un réseau de ravins et ravines. Elles représentent un facteur important qui favorise l'érosion dans le bassin versant objet d'étude.

II.4 Conditions géologiques et géotechniques

- La carte structurale de la région concernée par le projet de Boussiaba est illustrée par joint en annexe 01

-La coupe géologique de la cuvette est illustrée par joint en annexe 03 et sur la figure II.2

- La Coupe géotechnique de la cuvette est illustrée par joint en annexe 04

- La coupe géologique de l'axe du barrage est illustrée par le plan N°2 .

II.4.1 Présentation :

Le détail des reconnaissances géologiques et géotechniques, réalisées lors des études de faisabilité (PROMON) et d'APD (EDF) sur le site du barrage de Boussiaba, ainsi que leurinterprétation sont exposés en détail dans le rapport de Mission B2 des études d'APD. Nous résumons ci -après les reconnaissances réalisées ainsi que les principales conclusions.

II.4.2 Reconnaissance de Faisabilité :

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

- 06 sondages carottés avec essais d'eau : 4 sur l'axe amont - 1 sur l'axe aval - 1 sur le col topographique rive gauche,
- 02 puits (Pb1 et Pb2) dans les alluvions de l'oued au droit des deux axes,

- 03 tranchées (TR1 au niveau de l'axe amont RD - TR2 au niveau du col - TR3 au niveaude l'axe aval RG),
- 3150 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,
- 06 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.

II.4.3 **Reconnaissances** de 1 ère phase :

Les 09 sondages implantés et réalisés sur l'axe « amont » du barrage projeté, dont les principales caractéristiques sont résumées dans le tableau II.2. Des essais dilatométriques réalisés au droit des sondages S 2003-02'-D, S 2003- 05'-D et S2003-07 pour évaluer les caractéristiques in-situ du rocher.

Tableau II.2 : Sondages APD 1ère phase au site du barrage

n°	Dénomination	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 hautde la crête	80 ml	Oui	Oui	
9	S2003-07	Vertical	Fond de vallée	17,5			

- Des essais de laboratoire physiques et mécaniques réalisés sur les échantillons intacts prélevés dans les sondages de la première phase. Le tableau ci-après récapitule les essais effectués :

Tableau II.3: Essais de laboratoire effectués sur carottes des sondages APD 1ère phase

Essais	*Densité* γ_h	*Poids spécifique* γ_s	*Rc (Etat Saturé)*	*Rt (Etat Saturé)*
Nombre	*10*	*10*	*15*	*11*

Zones d'emprunt :

- 33 puits dans le lit alluvial et dans les terrasses de l'oued Boussiaba, répartis sur cinq zones (A, B, C, D et E) à l'amont du barrage projeté et une zone F à l'aval de celui-ci,
- des prélèvements d'échantillon sur le site de la carrière de granite en exploitation « Bouzekri », pour être soumis à des analyses de laboratoire

Les essais auxquels ont été soumis les échantillons prélevés dans les puits et dans la carrière sont décrits dans le tableau ci-après. Dans ce tableau, sont rappelés les essais effectués par PROMON dans le cadre des études de faisabilité.

Tableau II.4: Essais de laboratoire effectués sur matériaux de zones d'emprunt

Essais	*Densité p_s*	*Granulo Sedimento*	*Teneur en eau*	*Limites d' Atterberg*	*Proctor*	*Cisaillement UU*	*Cisaillement CD*	*Triaxial UU*	*Triaxial CD*	*Oedomètre*	*Los Angeles*	*Micro Deval*	*Alcali*
Zone A		*2*	*2*										
Zone B	*3*	*2*	*2*	*3*	*3*	*2*	*2*	*2*	*2*	*2*	*2*	*2*	
Zone C	*2*	*4*	*4*	*1*	*2*	*1*	*1*	*1*			*3*	*3*	
Zone D	*3*	*10*	*10*		*3*		*1*			*1*	*3*	*3*	
Zone E		*10*	*10*								*3*	*3*	
Zone F		*4*	*4*										
Carrière											*4*	*4*	*2*
Promon		*20*	*20*	*17*	*10*	*2*				*2*			

II.4.4 Reconnaissances de 2 -ème phase :

- 8 sondages carottés, implantés dans la zone d'emprise du barrage, au large sur les appuis rives gauche et droite, sur le tracé de la galerie de dérivation provisoire et enfin au droit des deux emplacements possibles (variantes 1 et 2) de la station de pompage,
- 2 sondages pressiométriques SP2004-01 et SP2004-02, situés en fond de vallée, à proximité de l'emplacement possible (variante V1) de la station de pompage.

Les principales caractéristiques des sondages définis précédemment sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.5: Sondages APD 2ème phase au site du barrage

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*

Tous les travaux de reconnaissances et essais in -situ ont été réalisés par la société TREVI-Algérie.

Les essais de laboratoire ont été confiés au CTTP - Alger, à l'exception des essais d'alcal-i réactivité des granulats de carrière, réalisés par EDF - CEMETE - Aix en Provence(France).

II.5 GEOTECHNIQUE DE LA ZONE DE PROJET – CUVETTE :

La Coupe géologique de la cuvette est illustrée par joint en annexe 03 et sur la figure II.2

Et La Coupe géotechnique de la cuvette est illustrée par joint en annexe 04

La vallée de l'oued Boussiaba est globalement orientée E-W. Au droit de l'axe du barrage, elle forme des méandres d'allongement N-S. A deux kilomètres à l'amont, elle se divise en deux branches : l'oued Asfoura orienté sensiblement N-S et l'oued Boussiaba orienté SE-NW.

D'un point de vue morphologique la vallée de l'oued Boussiaba est assez resserrée au droitde l'axe du barrage et s'élargie ensuite progressivement vers l'amont et vers l'aval.

D'un point de vue géologique, trois faciès prédominent dans l'emprisede la cuvette :

- les microgranites occupent toute la partie aval de la vallée à partir de la confluence de des oueds Boussiaba et Asfoura ainsi qu'une bonne partie de l'oued Boussiaba,
- les formations de l'Eocène supérieur (argile et grès de Numidie) occupent toute la vallée de l'oued Asfoura ; dans ce secteur, on relève également quelques pointements de granites notamment en rive gauche. Dans la vallée de l'oued Boussiaba, quelques affleurements de l'Eocène peuvent être relevés sur de faibles étendues.
- d'épaisses terrasses alluviales limono-sableuses tapissent la vaste plaine alluviale de l'oued Boussiaba et de son affluent principal, l'oued Asfoura. Le lit actuel de l'oued est tapissé d'alluvions grossières (sables, graviers et cailloux).

Les microgranites et les formations de l'Eocène sont souvent recouverts par leurs produits d'altération pouvant atteindre parfois quelques mètres d'épaisseurs. Le couvert végétaltrès dense, réduit très fortement les observations géologiques.

Sur l'ensemble de la vallée, aucune manifestation d'instabilité majeure n'a été observée. L'ensemble des faciès rencontrés semblent stables. Il est évident que lors des fluctuations du plan d'eau de la future retenue, quelques petites instabilités locales pourront se manifester dans les formations colluviales sans que cela ne remette en cause la stabilité en grand des berges.

La cuvette est étanche avec aucune possibilité de fuite au large. Il n'existe aucune

vallée parallèle suffisamment basse pour drainer les eaux du réservori. Le seul et unique passage possible pourrait se faire sous le barrage, où les écoulements seront contrôlés par des moyens :

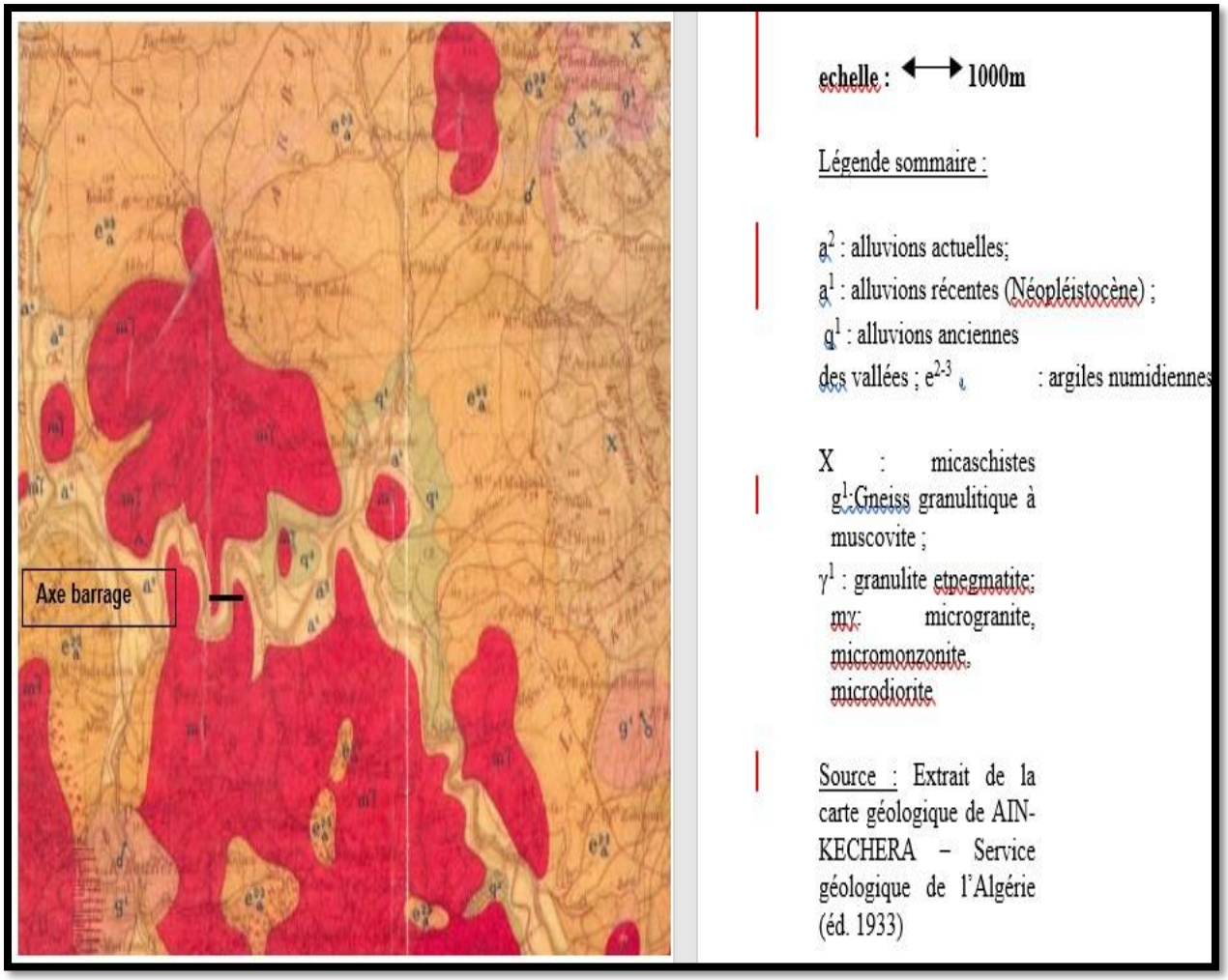


Figure II.2 : carte géologique de la zone de projet

II.6 Géologie du l'axe du barrage de Boussiaba

II.6.1 Description générale

La coupe géologique de l'axe du barrage est illustrée par le plan N°2 .

Le site du barrage de Boussiaba se trouve dans la partie la plus étroite de la vallée, là où celle-ci décrit plusieurs méandres serrés en forme de «S ». PROMON, dans son étude de faisabilité de 1984, avait examiné deux axes et préconisait la poursuite des études sur l'axe amont. Celui-ci est dissymétrique avec une rive droite plus accusée que la rive gauche, avec un fond de vallée assez large (de l'ordre de 100 m).

La végétation extrêmement dense recouvrant la quasi-totalité de la région laisse très peu de possibilité d'observations sur affleurements. Ceux-ci ont été relevés sur un fond topographique au 1/1 000 (La géologie du l'axe est illustrée par le plan N°2), établi pour les besoins de l'étude d'APD.

La présence des affleurements est révélée, en rive droite :

-Par l'ouverture d'une carrière, dont l'exploitation est abandonnée (voir figure II.3)

-Les excavations de la route qui longe la rive, le petit front d'une ancienne carrière à l'amont de l'axe.

Et en rive gauche :

- Par les affleurements mis à nu par l'oued qui érode le pied du talus,
- Par quelques affleurements au fond d'un petit talweg, à l'aval de l'axe en rive gauche.



Figure II.3 : Ancienne carrière « Bouzekri » de granite à l'aval RD du site du barrage

L'axe du barrage se trouve dans un massif cristallin essentiellement composé de microgranites. Ces microgranites, dans leur matrice, sont durs, compacts, très résistants comme en attestent les fronts des carrières situées à proximité du site. Ces faciès sont à granularité fine et uniforme de couleur gris verdâtre devenant parfois blanchâtre en profondeur.

Des argilites fracturées et métamorphisées au contact des microgranites n'affleurent que loinà l'aval du site.

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.

Un réseau de fissuration dense, souvent subvertica l affecte le massif. Il le découpe en colonnes de section plus ou moins hexagonale généralement caractéristiques des roches effusives ou ayant refroidi à proximité de la surface dans le cas présent (voir figureII.4 ci-après). Ces colonnes verticales ou légèrement basculées de formes hexagonales ou pentagonales ont des cotés de dimensions variables (entre 20 et 60 cm).



Figure II.4 : Débit « prismatique » affectant les microgranites

II.6.2 Analyse des logs de sondages carottés :

Au stade APD, seize sondages carottés au total ont été réalisés sur le site du barrage pour en étudier la fondation. On note que les forages S2004-6, 7 et 8 étaient destinés à étudier les ouvrages de transfert ; cependant l'information qu'ils apportent est intégrée dans l'étude du site du fait de leur proximité. Les résultats des quatre sondages exécutés sur cet axe pendant l'étude de faisabilité sont également pris en compte.

L'analyse des relevés de ces sondages montre un rocher sain à une profondeur plus ou moins faible. Ce rocher est systématiquement formé de microgranite gris verdâtre devenant parfois blanchâtre en profondeur. Ces faciès sont assez fissurés même en profondeur enraison du débit « prismatique » du massif, du moins au niveau du site.

Les fissures sont donc le plus souvent verticales parfois obliques, plus rarement horizontales.La conjonction de ces réseaux réduit fortement le taux de R.Q.D. (Rock Quality Designation). Les fissures sont généralement fermées avec un léger remplissage calcitique souvent discontinu (voir figure II.5).



FigureII.5 : Vue de la fracturation sur carotte te de microgranite

Les granites sains sont recouverts par une zone d'altération météoritique plus ou moins épaisse. Le tableau ci-après donne la profondeur et la nature de la zone altérée pour chaque rive et pour le fond de vallée. On précise que l'altération a été décrite selon les critères de classification « EDF »; cette classification est la suivante :

G3	*Granite entièrement sain; carotte lisse, couleur gris-bleue.*		
G2	*Granite sain dans la masse, altéré uniquement sur fissures; carotte lisse, couleur plus grise, rouille sur joints.*		
G1	*Granite avec début d'altération dans la masse (micas & feldspaths essentiellement); carotte lisse, couleur claire.*		
G0	*Forte » altération dans la masse*	*G0r*	*Carottes rugueuses en surface*
		G0f	*Carottes légèrement friables au couteau*
		G0s	*Débris sableux par effritement à la main des carottes*
gore	*Terrain pouvant être attaqué à la pioche mais conservant sa structure originelle (arène granitique).*		

- En rive droite, les terrains de couverture (arènes granitiques de couleur brun orange) passent de 1 m au niveau du sondage SR1 de Promon à 2,2 m dans le 2004-02 au bord de la route (zone de la tête amont de la galerie de dérivation provisoire) et 5 m sur le 2003-01 en crête. L'altération (niveau Go) est plus forte sur les crêtes. Elle atteint 9,5 m au S2004-01 et 5,0 m au S2003-01 ; elle se réduit ensuite sur les flancs pour atteindre un mètre environ vers l'oued.
- En rive gauche, l'épaisseur du gore varie entre 3,1 m au S004-05 et 5,0 m au S2003-06 ; ces deux sondages sont situés sur la crête. Le sondage SR3 de Promon en traverse 6,7 m à mi pente. Le niveau d'altération Go passe de 1,8 m à mi pente (au S2003-05D) à 4,66 m en crête(au S2004-05).
- En fond de vallée, l'épaisseur des alluvions varie dans une plage assez largeentre 2,7 m au S2003-04 et 10,7 m au S2004-04. Les sondages Promon rencontrent jusqu'à 11,7 m d'alluvions sur le SR6 (environ 50 m en amont de l'axe).

- En fond de vallée l'altération type Go est plus faible. Elle est de l'ordre de 0,5 m d'épaisseur. Les niveaux d'altération moindre (G1 et G2) sont quant à eux d'épaisseur plus faible, particulièrement pour le G1.

Tableau II.6 : Rive droite

Sondages cote NGA)	*S2003-01 Z = 95,82*	*S2003-02* Z = 67,08*	*S2003-02D Z = 67,03*	*S2004-01* Z = 115,90*	*S2004-02 Z = 45,68*	*SR1 Z = 72,90*
Gore	*0,00 – 5,0*	*0,00 – 1,38*	*0,00 – 5,3*	*0,0 – 3,6*	*0,00 – 2,22*	*0,0 - 1,0*
G0	*5,0 – 10,8*		*5,30 – 6,3*	*3,6 – 13,1*	*2,21 – 3,26*	*1,0-2,7*
G1	*10,8 – 12,0*	*1,38 – 4,26*	*6,30 – 6,6*	*13,1 – 17,2*	*3,26 – 3,45*	
G2	*12,0 – 20,0*	*4,26 – 5,26*	*6,60 – 7,0*	*17,2 – 25,6*	*3,45 – 19,22*	
G3	*20,0 – 80,0*	*5,26 – 59,55*	*7,00 – 40,0*	*25,6 – 54,3*		

Tableau II.7 : Rive gauche

Sondages cote (NGA)	*S2003-05* Z = 73,41*	*S2003-05D Z = 73,60*	*S2003-06 Z = 101,53*	*S2004-05* Z = 107,05*	*SR3 Z = 63,29*
Gore	*0,00 – 2,15*	*0,00 – 5,0*	*0,00 – 5,0*	*0,00 – 3,10*	*0,0 – 6,7*
G0	*2,15 – 2,53*	*5,00 – 6,8*	*5,00 – 5,8*	*3,10 – 7,76*	*6,7 – 7,5*
G1	*2,53 – 3,25*	*6,80 – 7,5 m*	*5,80 – 13,0*	*7,76 – 8,73*	
G2	*3,25 – 5,78*	*7,50 – 12,4*	*13,00– 18,0*	*8,73 – 19,40*	
G3	*5,78 – 25,35*	*12,4 - 40,0*	*18,00 – 80,0*	*19,40 – 58,21*	

Tableau II.8 : Fond d'oued

Sondages cote (NGA)	*S2003-03 Z = 36,84*	*S2003-04 Z = 41,39*	*S2003-07 Z = 36,97*	*S2004-03 Z = 36,60*	*S2004-04 Z = 40,29*	*SR6 Z = 40,76*	*SR2 Z = 37,10*
Limons	*0,0-1,7*	*0,0 - 2,70*			*0,0-3,0*	*0,0-2,0*	
All-gros	*1,7 – 3,0*		*0,0-7,35*	*0,0-7,00*	*3,0-10,7*	*2,0-11,5*	*0,0-9,5*
Gore		*2,70 – 3,45*					
G0				*7,00 – 7,20*	*10,70 – 10,80*		*9,5-10,0*
G1	*3,00 – 3,50*	*3,45 – 3,85*		*7,20 – 7,50*		*11,5-12,5*	*10,0-12,5*
G2	*3,50 – 4,20*	*3,85 – 5,65*	*7,35 – 7,50*		*10,80 – 13,70*		
G3	*4,20 – 6,00*	*5,65 – 40,15*	*7,50 – 17,5*	*7,50 –12,30*	*13,70 – 15,80*		

- Sondages inclinés ; profondeur verticale corrigée compte tenu de l'inclinaison Pour chaque sondage est indiquée la cote (NGA) de la tête (chiffes en italique).

II.6.3 Caractéristiques physiques et mécaniques des roches de fondation

Les échantillons prélevés dans les sondages ont été soumis à des essais de compression simple et de traction (essai type « Brésilien ») à l'état saturé. L'extrait des résultats obtenus ci-dessous (tableau II.9) en donne les valeurs extrêmes et moyennes.

Tableau II.9 : Résistances moyennes et extrêmes du rocher de fondation

	Teneur en eau	*Densité*		*Compression simple*	*Résistancetraction*
	W (%)	*γ_a (t/m³)*	*γ_s (t/m³)*	*R_C saturée(bars)*	*R_t saturée(bars)*
Min	*1,01*	*2,38*	*2,61*	*106,00*	*29,60*
Max	*2,90*	*2,57*	*2,75*	*628,00*	*81,80*
Moyenne	*1,80*	*2,48*	*2,65*	*340,20*	*52,97*
Ecartype	*0,73*	*0,05*	*0,04*	*128,64*	*13,25*

On note que les valeurs de résistance sont relativement faibles au vu de la qualité de la roche. Ceci s'explique par la fissuration souvent subverticale fermée qui affecte dans bien descas les carottes prélevées. La figure II.6 ci-dessous illustre ce commentaire.



Figure II.6 : Rupture sur microfissuration préexistante sur éprouvette

Résultats des essais dilatométriques :

Trois sondages - S2003-02D (mi pente rive droite), S2003-05D (mi pente rive gauche) et S2003-04 (fond de vallée) - ont servi à réaliser 16 essais dilatométriques.L'extrait ci-après (tableau II.10) donne,pour les 3 derniers paliers de pression, les valeurs moyennes de module élastique (E) et de module de déformation (T).

La fissuration du massif étant sub-verticale, sensiblement parallèle à l'axe du forage, les deux premiers cycles correspondent au serrage des discontinuités décomprimées aux abords immédiats du trou. Ce n'est généralement qu'à partir du troisième cycle que l'on commence àsolliciter le massif proprement dit.

Tableau II.10 : Modules dilatométriques du rocher de fondation

	Module Elastique en MPa			*Module de Déformation en MPa*		
Sondage	*E3*	*E4*	*E5*	*T3*	*T4*	*T5*
S2003-02 D	*4803*	*11551*	*21657*	*5053*	*8126*	*15163*
S2003-04	*1980*	*12576*	*23533*	*887*	*3612*	*8567*
S2003-05D	*9307*	*27230*	*32044*	*4650*	*13381*	*14719*
Moyenne	*5363*	*17119*	*25745*	*3530*	*8373*	*12816*

Trois essais de fluage ont été exécutés à des pressions 6 MPa et 12,5 MPa. Les déplacements mesurés sont de l'ordre de la précision des capteurs et ne mettent pas en évidence des phénomènes assimilables au fluage de la roche.

On notera que les essais de fluage ont été conduits à des pressions nettement supérieures à celles auxquelles sera soumis le massif de fondation sous le poids de l'ouvrage.

D'un essai à l'autre, les capteurs ne réagissent pas de manière uniforme et systématique. Ceci traduit la proximité plus ou moins grande de la fracturation « prismatique ». En moyenne, on ne peut pas définir clairement une anisotropie dans le plan horizontal. Par contre, compte tenu de la fissuration verticale prédominante (densité des fissures verticales nettement plus importante), il existe vraisemblablement une anisotropie « verticale – horizontale » dans lemassif.

Pour des valeurs en grand, on pourra considérer en première approche comme ordre de grandeur des valeurs de modules horizontaux celles obtenues à l'issue du troisième cycle. En ce qui concerne les modules verticaux, on considérant ceux obtenus à partir du quatrième cycle. Compte tenu de la nette prédominance des fissures verticales, cette approche parait légitime et même conservatrice car les valeurs obtenues pour le dernier cycle sont encore généralement plus élevées. Ceci conduit en moyenne à un facteur d'anisotropie estimé de l'ordre de 3 (3V/1H), valeurvraisemblable compte tenu de la répartition relative des fractures observée

II.6.4 Résultats des analyses pétrographiques :

Deux échantillons de roches ont été analysés par le laboratoire de pétrologie magmatique de l'université de Marseille Saint-Jérôme. L'observation au microscope de ces deux échantillons montre une roche à matrice cristallisée, constituée d'un assemblage finement imbriqué de quartz et de feldspath (figure II.7), tendant par endroit à des textures graphiques (association géométrique correspondant à la cristallisation de l'eutectique quartz - feldspath alcalin), caractérisant une rochemicrogrenue, ce qui implique une mise en place sous forme intrusive (laccolite ou coupole de batholite), proche de la surface.



Figure II.7 : lame mince sur les microgranites

II.6.5 Résultats des essais de perméabilité :

Des essais de perméabilité du type Lugeon ont été effectués de façon systématique sur les sondages carottés, par passes de 3 à 5 m. Au total, 144 essais ont été effectuées : 38 en phase de faisabilité et 106 en phase d'APD.

Le tableau II.11 présentent les résultats de ces essais par tranches de 10 m deprofondeur

Tableau II.11: Répartition des résultats des essais de perméabilité Lugeon

Tranches	*0-10 m*	*%*	*10-20 m*	*%*	*20-30 m*	*%*	*30-40 m*	*%*	*> 40 m*	*%*	*Total*	*%*
0 ul	*0*	*0%*	*9*	*24%*	*10*	*29%*	*13*	*52%*	*31*	*86%*	*63*	*44%*
0-1 ul	*4*	*36%*	*4*	*11%*	*7*	*20%*	*5*	*20%*	*5*	*14%*	*25*	*17%*
1-5 ul	*2*	*18%*	*8*	*22%*	*9*	*26%*	*5*	*20%*		*0%*	*24*	*17%*
5-10 ul	*1*	*9%*	*8*	*22%*	*6*	*17%*	*1*	*4%*		*0%*	*16*	*11%*
10-20 ul	*1*	*9%*	*4*	*11%*	*1*	*3%*	*0%*			*0%*	*6*	*4%*
>20 ul	*2*	*18%*	*3*	*8%*	*1*	*3%*	*1*	*4%*		*0%*	*7*	*6%*
Pertes totales	*1*	*9%*	*1*	*3%*	*1*	*3%*	*0%*		*0%*		*3*	*1%*
Total	*11*	*100%*	*37*	*100%*	*35*	*100%*	*25*	*100%*	*36*	*100%*	*144*	*100%*

ANALYSE DES Résultats :

- Globalement, 88 essais donnent des valeurs inférieures à 1 Unité Lugeon (UL), soit 61% avec 63 valeurs nulles (43,75%),
- 40 valeurs soit 27,78% sont comprises entre 1 et 10 UL. Six valeurs sont comprises entre 10 et 20 UL tandis que 8 résultats sont supérieurs à 20 UL,
- 3 pertes totales ont été enregistrées: l'une de 9 à 12 m dans le S2003-01 et l'autre de 27à 30 m dans le S2003-06. Ces pertes correspondent à des zones fragmentées.
- Les valeurs dépassant les 20 UL sont enregistrées dans70% des cas à des profondeursinférieures à 20 m.

Les résultats de ces nombreux essais montrent un massif étanche à de faibles profondeurs(de l'ordre de 20 m).

II.6.6 Niveaux piézométriques :

Des niveaux piézométriques ont été mesurés sur les sondages des rives, de façon continue, pendant deux mois et demi environ entre mi- mai et début août 2004. Un relevé complémentaire a été effectué le 29/10/04. Le tableau II.12 ci- après présentent les cotes relevées dans les sondages pour chaque mesure. Pour chaque sondage est indiquée la cote (NGA) de la tête. On constate que les fluctuations sont faibles et très lentes, ce qui est en adéquation avec la faible perméabilité du massif. Elles sont de l'ordre de quelques mètres. La pente de la« nappe » est sensiblement parallèle à celle du terrain naturel.

Tableau II.12 : côtes de la nappe de versant

Date	***S2003-01 Z = 96,82***	***S2003-02 Z = 67,08***	***S2003-05 Z = 74,51***	***S2003-06 Z = 102,53***	***S2004-01 Z = 116,9***	***S2004-05 Z = 108,05***
19/05/2004	*78,99*					
26/05/2004	*80,72*	*65,26*				
02/06/2004	*80,41*	*64,83*				
09/06/2004	*80,11*	*57,69 ?*				
19/06/2004	*80,81*	*65,17*		*78,23*		
21/06/2004	*80,81*	*65,22*		*77,29*		
27/06/2004	*79,77*	*65,11*	*64,91*	*76,55*		
04/07/2004	*79,67*	*64,96*	*62,23*	*76,32*		*74,85*
11/07/2004	*79,60*	*64,96*	*61,68*	*76,28*	*87,91*	*74,76*
28/07/2004	*79,37*	*64,84*	*61,00*	*75,02*	*87,55*	*74,38*
04/08/2004	*79,30*	*64,80*	*60,88*	*74,79*	*87,28*	*73,97*
29/10/2004	*78,64*	*64,78*	*60,32*	*73,20*	*79,77*	*73,01*
29/11/2004	*78,71*	*64,50*	*58,38*	*72,86*	*82,40*	*67,13*
22/12/2004	*78,97*	*64,43*	*58,44*	*72,72*	*82,88*	*66,98*
Min	***78,64***	***57,69 ?***	***58,38***	***72,72***	***79,77***	***66,98***
Max	***80,81***	***65,26***	***64,91***	***78,23***	***87,91***	***74,85***

II.6.7 Applications au projet :

Les différents éléments présentés dans les chapitres précédents nous permettent de définir les caractéristiques essentielles nécessaires pour la conception des ouvrages.

Le site de Boussiaba, tant pas sa géométrie que par la qualité de sa fondation rocheuse, est très favorable à la construction d'un ouvrage poids en béton type BCR. A fortiori, il peut accueillir tout autre de type de barrage en remblais.

- **Profondeur des fouilles**

Compte tenu de la hauteur relativement modeste du barrage et de la bonne qualité constatée de la fondation (fracturation « fermée », altération) le niveau de fondation préconisé correspond à la limite entre les faciès G1 et G2.

Ceci conduira à des profondeurs de fouilles modestes, soit :

- en partie haute de l'appui rive gauche : 8 m,
- en partie haute de l'appui rive droite : 7 m,
- en partie médiane des versants RD et RG : de l'ordre de 5 m,
- en fond de vallée : profondeur variant de 5 à 10 m en fonction de l'épaisseur desalluvions.

Ces excavations devront permettre de dégager les horizons de gore (arènes granitiques) et les niveaux fortement altérés classés G0 et G1.

En fond d'oued les excavations devront expurger les alluvions et enlever la faible tranche altérée dont l'épaisseur au-dessus du rocher sain, est inférieure au mètre.

- **Etanchéité de la fondation :**

Compte tenu des résultats des essais d'eau, on préconise de réaliser un voile peu profond de l'ordre de 15 à 20 m de profondeur à partir de la base du fond de fouille. Tous les 20 m,

unforage de contrôle avec essais d'eau sera réalisé jusqu'à 30 m de profondeur.

En haut des appuis, il est préconisé de prolonger le voile de 50 m vers l'intérieur des versants.

Compte tenu des caractéristiques structurales du site (fissuration subverticale dominante), il est recommandé d'incliner de 25 à 30° les sondages du voile aussi bien en fond de vallée que sur les rives. Ce voile ser a mono linéaire avec un espacement final qui ne devrait pas excéderde l'ordre de 2,5 à 3 mètres.

- **Caractéristiques géomécaniques de la fondation :**

La qualité de la fondation et l'absence de discontinuité majeures proches de l'horizontalenous permettent de préconiser les valeurs minimales ci-dessous pour le rocher de fondation :

- φ=45°
- C = 1 MPa

Note : une approche basée sur les corrélations de Hoek and Brown, dans le domaine deconraintes de l'ouvrage, conduirait aux valeurs suivantes : φ= 58° et C = 1 Mpa

En ce qui concerne la « déformabilité » de la fondation, les valeurs suivantes pourront être retenues en première approche :

- Anisotropie : Ev = 3 Eh (prise en compte d'une fissuration subverticale plus intense)
- Module élastique vertical≈16 000 MPa
- Module de déformation vertical≈ 8000 MPa

- **Dérivation provisoire**

Les reconnaissances menées confirment le choix de l'implantation de la DP en rive droite.Celle-ci sera réalisée dans un très bon rocher hormis quelques mètres à l'entrée amont.

II.7 Matériaux de construction :

L'étude des matériaux de construction a été conduite avec le souci de satisfaire les besoins, soit d'un barrage en Béton Compacté au Rouleau (BCR), soit d'un barrage en remblais.

Six zones de matériaux meubles ont été reconnues ; cinq se situent à l'intérieur de la cuvette (zones A, B, C, D, et E) et une en aval du site (Zone F). (CARTE DES ZONES D'EMPRUNT illustrée par le plan n°3 joint en annexe),

Des essais ont également été effectués sur des matériaux rocheux prélevés au droit d'unecarrière de granite en exploitation, située à l'aval du site.

Les figures II.8 ;II.9;II.10 caractérisent la morphologie des zones d'emprunt Investiguées.



Figure II.8 : zone d'emprunt « D »



Figure II.9 : terrasse limono-argilo-sableuse



Figure II.10 : le lit mineur de l'oued

II.7.1 Zones d'emprunt de matériaux meubles :

Dans ce qui suit, les matériaux granulaires (sables et graviers) sont répertoriés selon la classification rapide du LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées – France).

II.7.1.1 Estimation des volumes disponibles :

Le tableau 13 ci-dessous donne les ordres de grandeur des volumes exploitables pour chacune des zones d'emprunt ; ces cubatures ont été estimées sur la base du plan topographique au 1/5 000.

Tableau II.13 : Volumes de matériaux meubles dans les zones d'emprunt

	Zones	*Surface (m^2)*	*Epaisseur Limons (m)*	*Epaisseur Alluvions (m)*	*Volume Découverte limons (m^3)*	*Volume Alluvions (m^3)*
1	***Zone A – amont***	*39 400*	*1,5*	*2,0*	*59 100*	*78 800*
2	***Zone B * – amont***	*15 600*	*0,5*	*3,5*	*7 800*	*54 600*
3	***Zone C – amont***	*83 400*	*1,5*	*2,5*	*125 100*	*208 500*
4	***Zone D – amont***	*139 200*	*1,5*	*2,5*	*208 800*	*348 000*
5	***Zone E – amont***	*248 000*	*1,5*	*2,5*	*372 000*	*620 000*
6	***Zone F – aval***	*Volume énorme à l'aval sur 5-6 km*				
7	***Alluvions du lit actuel***	*329 600*	*0,2*	*3,0*	*65 920*	*988 800*
8	***Zone de sables***	*27 000*	*0,2*	*3,0*	*5 400*	*81 000*
					Total (Sans Zone F)	***2 379 700***

Pour la zone B, l'exploitation est envisagée que dans la partie délimitée par les puits Pb4 et Pb5.

Pour la zone des alluvions, avec une nappe située en moyenne à 2 m de profondeur; les 2/3 environ du volume sera exploité hors nappe soit:593 280 m3. Pour les sables la nappe est rencontrée à 2 m également. Le volume exploité hors de l'eau est estimé à 48 600 m3 soit la moitié du volume environ. Ces différents volumes devront être réévalués en fonction des conditions hydrologiques au moment de l'ouverture des fouilles, puisque la position de lanappe est directement liée au niveau d'eau dans l'oued.

La zone délimitée par le lit actuel de l'oued (ligne 7 du tableau – définie au moyen des puits PE1 – PE2 – PE 7 et PE 8) est très largement suffisante pour satisfaire les besoins en agrégats d'un barrage type BCR. Cependant si on veut augmenter les réserves en limitant les volumes de découverte on peut encore facilement exploiter une bande de 50 m de part etd'autre des rives de l'oued.

En conclusion, on constate que les zones d'emprunt prospectées sont très vastes et recèlent des volumes très importants bien au-delà des besoins nécessaires pour la réalisation d'un barrage en BCR. Les alluvions du lit actuel de l'oued suffisent à les satisfaire très largement.

Sur les terrasses, les limons argileux sont souvent épais. Leur épaisseur augmente au fur et à mesure que l'on s'éloigne de l'oued. La zone potentielle exploitable de ces zones avec une découverte minimale devra être limitée à 50-100 m de part et d'autre de l'oued.

On remarquera que la campagne menée pour la recherche des matériaux n'a pas permis de

mettre en évidence des zones d'argiles potentiellement exploitables (à une distance économique du site), en quantité suffisantepour une variante à noyau argileux.

Ceci n'a rien de surprenant ; il faut en effet savoir que l'altération des microgranites ou granitoïdes ne donnent en général pas des matériaux très argileux, et que cette altération est limitée compte tenu du jeune âge de ces roches.

II.7.2 Carrière :

Plusieurs carrières existent tout le long de la route qui mène au site, en rive droite de l'oued Boussiaba. A l'heure actuelle, une seule est en cours d'exploitation avec deux fronts: il s'agit de la carrière « Bouzekri » (voir figure II.3), située à moins de 1 kilomètre du site du barrage.Quelques échantillons ont été prélevés au droit de cette carrière, pour analyses.

Les carrières sont toutes ouvertes dans les microgranites gris. Ils fournissent en général des matériaux qui semblent d'excellente qualité aussi bien pour les agrégats à béton que pour les enrochements (voir figure II.11).

Les volumes des matériaux disponibles sont très importants et peuvent être évalués à plusieurs dizaines de millions de m^3. Les échantillons prélevés montrent des valeurs de LA (16,77) et MDE (6,30) très faibles qui donneront des agrégats d'excellente qualité mais qui seront assez exigeants pour le matériel de production, du fait de leurs bonnes qualités mécaniques.



Figure II.11 : les agrégats produits à la carrière « Bouzekri »

II.8 Risque sismique :

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'Industr ie (« 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.,)

L'essentiel des structures de chevauchement et de charriage sont considérées comme asismique. Par contre, les structures post-nappe sont considérées comme actives.

- L'étude sismique (wilaya de Jijel **ZONE IIA**) (barrage destines a l'AEP parmi les bâtiments de production et de stockage d'eau potable **groupe 1A**) suivant les critères de classification des **Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / VERSION 2003**

Tableau II.14 : paramètres du séisme de référence

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
Coefficient d'accélération au sol (**ZONE IIA , groupe 1A**)	0,25 g

CONCLUSION :

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, géologiques et géotechniques. Elles ne mettent pas en évidence des 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.

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

Les zones d'emprunt alluvionnaires prospectées sont très vastes et riches en besoins nécessaires pour la réalisation d'un barrage en BCR. Dont celle de « Bouzekri » en cours d'exploitation, fournit également des granulats d'excellente qualité pour la confection des bétons conventionnels.

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

L'exploitation des zones d'argiles potentielle n'est pas suffisante en qualité et quantité 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.

Et enfin la sismicité est très réduite et nous considèrerons ce site comme asismique.

Chapitre III :
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.

III.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 passent 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 :

- Magra (Est, Ouest) à l'échelle 1/50.000;
- Sétif (Est, Ouest) à l'échelle 1/50.000;
- M'sila (Est, Ouest) à l'échelle 1/50.000.

III.1.1 Délimitation du bassin versant et caractéristiques géométriques et hydro-morphologiques :

Sont obtenue après la délimitation du bassin versant avec l'ArcGIS :

III.1.1.1 Caractéristiques géométriques :

a) Surface du bassin versant :

La superficie S_{BV}=392,48 km²

b) Périmètre du bassin versant :

$P_{BV=}$110,28 km

c) La largeur du bassin versant :

B_{BV}=10,11km

d) Longueur du talweg principal :

C'est le talweg le plus long dans le bassin versant tel que : L_p= 38,813 Km

III.1.1.2 Caractéristiques hydro-morphologiques :

a) Indice de compacité de Gravelius "Kc":

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

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

- Si Kc = 1 => basin parfaitement circularise
- Si Kc < 1.128 => bassin ramassé
- Si Kc > 1.128 => bassin allongé

$$K_c = \frac{\textbf{Périmètre P du bassin versant}}{\textbf{Périmètre P' du cercle de même superficie}}$$

On a : $S=\pi.R^2$ ➡ $R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$

S : superficie (Km^2)

P'=2πR

R : rayon (Km)

Donc : $P' = 2.\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}} = 2.\sqrt{5.\pi}$

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

AN : Kc=1,56 ; Donc : Notre bassin est alors « **Allongé** ».

b) Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$Ca = \frac{L^2}{S}$ ⟶ **C_a=3,84**

L : Longueur du talweg principal

S : Superficie du bassin versant

c) Rectangle équivalent :

La notion de rectangle équivalent a été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins et elle permet la comparaison des bassins entre eux de point de vue de l'écoulement, en possédant la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré.

Le périmètre et la superficie du rectangle sont respectivement :

S = L.l et P = 2(L+l)

où : L : Longueur de rectangle équivalent;

l : Largeur de rectangle équivalent.

$$Kc = 0{,}28\ \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \Rightarrow \quad P = Kc\ \frac{\sqrt{S}}{0{,}28}$$

on obtient une équation de 2ème degré admet deux solutions L, l

Donc :

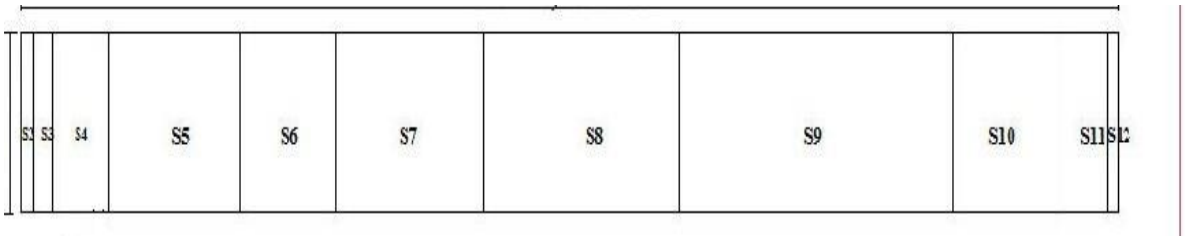
$$L, l = \frac{Kc\sqrt{S}}{1.12}\left[1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc}\right)^2}\right]$$

AN: L=46,24Km

l=8,49 Km

Rectangle équivalent

L=46,24Km



III.1.2 Paramètres du relief :

Le relief possède une influence directe sur les facteurs climatiques et une influence indirecte sur la formation des écoulements de surface. Il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation. C'est un élément capital dans le comportement hydraulique d'un bassin. Le relief joue un rôle essentiel sur le régime de l'écoulement. Il est indiqué par les courbes de niveau et est caractérisé par la courbe hypsométrique.

Une pente plus forte provoque un écoulement rapide, donc un temps de concentration plus court et une montée plus rapide des crues.

III.1.2.1 Répartition et courbe hypsométrique :

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimétries des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes côtes. Le bassin de l'Oued Boussiaba en courbes de niveau est donné dans les figures suivants et Le tableau III.1 donne la répartition des surfaces en fonction des côtes.

Tableau III.1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitudes				Surface Partielles		Surface Cumulées			
VALUE	MIN	MAX	Moyenne	Surface	%	Surface	%	hi X Si	Racine(ai X Si)
20	1257	1320	1288,5	0,14448691	0,04	0,14	0,04	186,17	0,1523
19	1193	1256	1224,5	0,89742422	0,23	1,04	0,27	1098,90	0,3795
18	1129	1192	1160,5	2,19218744	0,56	3,23	0,82	2544,03	0,5932
17	1065	1128	1096,5	3,26620677	0,83	6,50	1,66	3581,40	0,7241
16	1001	1064	1032,5	5,05222547	1,29	11,55	2,94	5216,42	0,9005
15	937	1000	968,5	6,67368963	1,70	18,23	4,64	6463,47	1,0350
14	873	936	904,5	8,376227	2,13	26,60	6,78	7576,30	1,1595
13	809	872	840,5	9,77453916	2,49	36,38	9,27	8215,50	1,2526
12	745	808	776,5	13,714215 5	3,49	50,09	12,76	10649,09	1,4837
11	681	744	712,5	17,291871 8	4,41	67,38	17,17	12320,46	1,6660
10	617	680	648,5	21,079836 8	5,37	88,46	22,54	13670,27	1,8395
9	553	616	584,5	24,224032 4	6,17	112,69	28,71	14158,95	1,9719
8	489	552	520,5	26,068648 6	6,64	138,76	35,35	13568,73	2,0456
7	425	488	456,5	29,285890 4	7,46	168,04	42,82	13369,01	2,1682
6	361	424	392,5	34,543608 3	8,80	202,59	51,62	13558,37	2,3548
5	297	360	328,5	39,164781 2	9,98	241,75	61,60	12865,63	2,5073
4	233	296	264,5	41,055954 2	10,46	282,81	72,06	10859,30	2,5671
3	169	232	200,5	42,830735	10,91	325,64	82,97	8587,56	2,6220
2	105	168	136,5	42,104287	10,73	367,74	93,70	5747,24	2,5997
1	41	104	72,5	24,740171 8	6,30	392,48	100,00	1793,66	1,9928
			TOTAL	**392,48**				**166030,45**	**32,02**

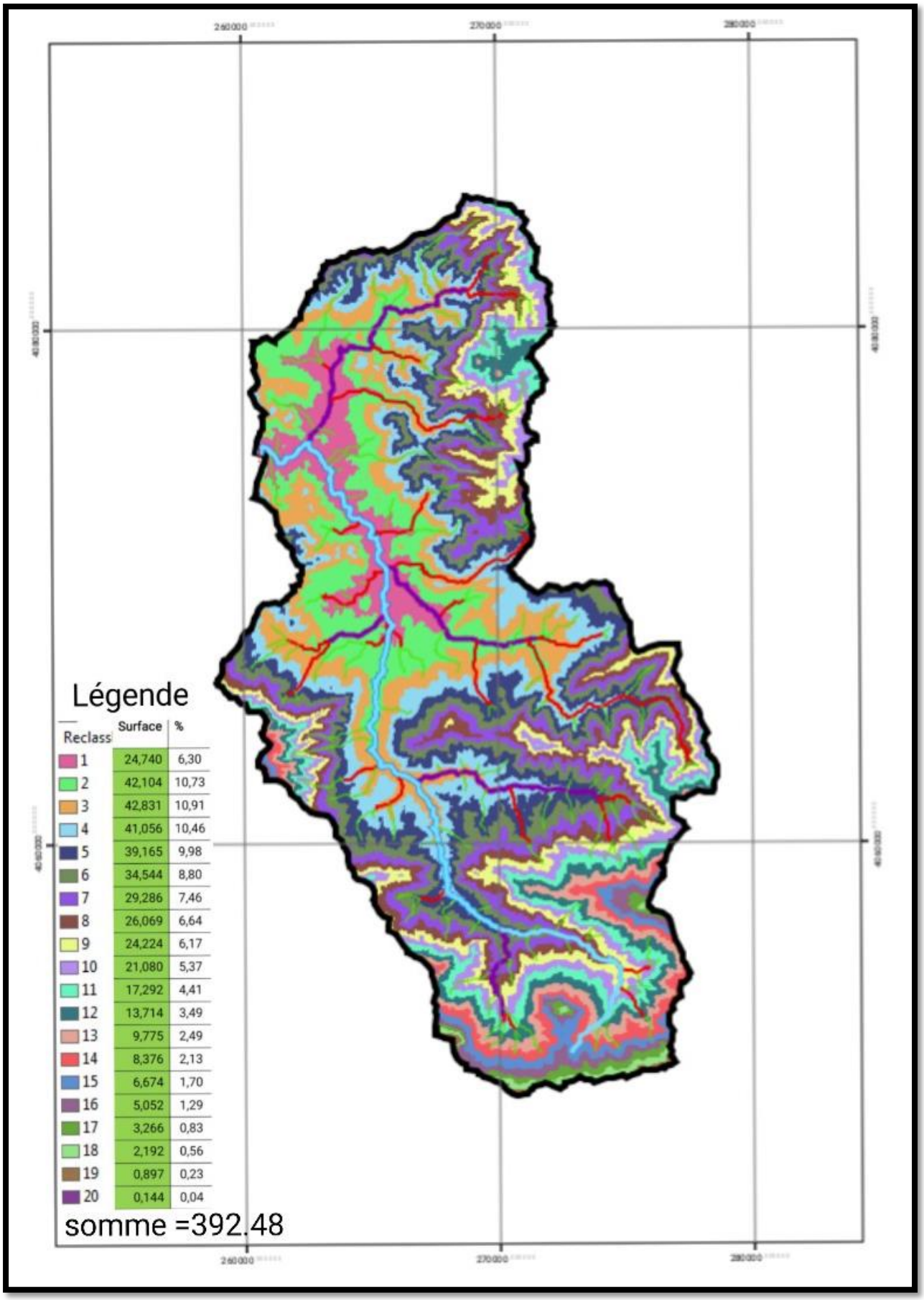


Figure III.1 : Carte Hypsométrique (Répartition des courbes de niveaux) du bassin versant de BOUSSIABA

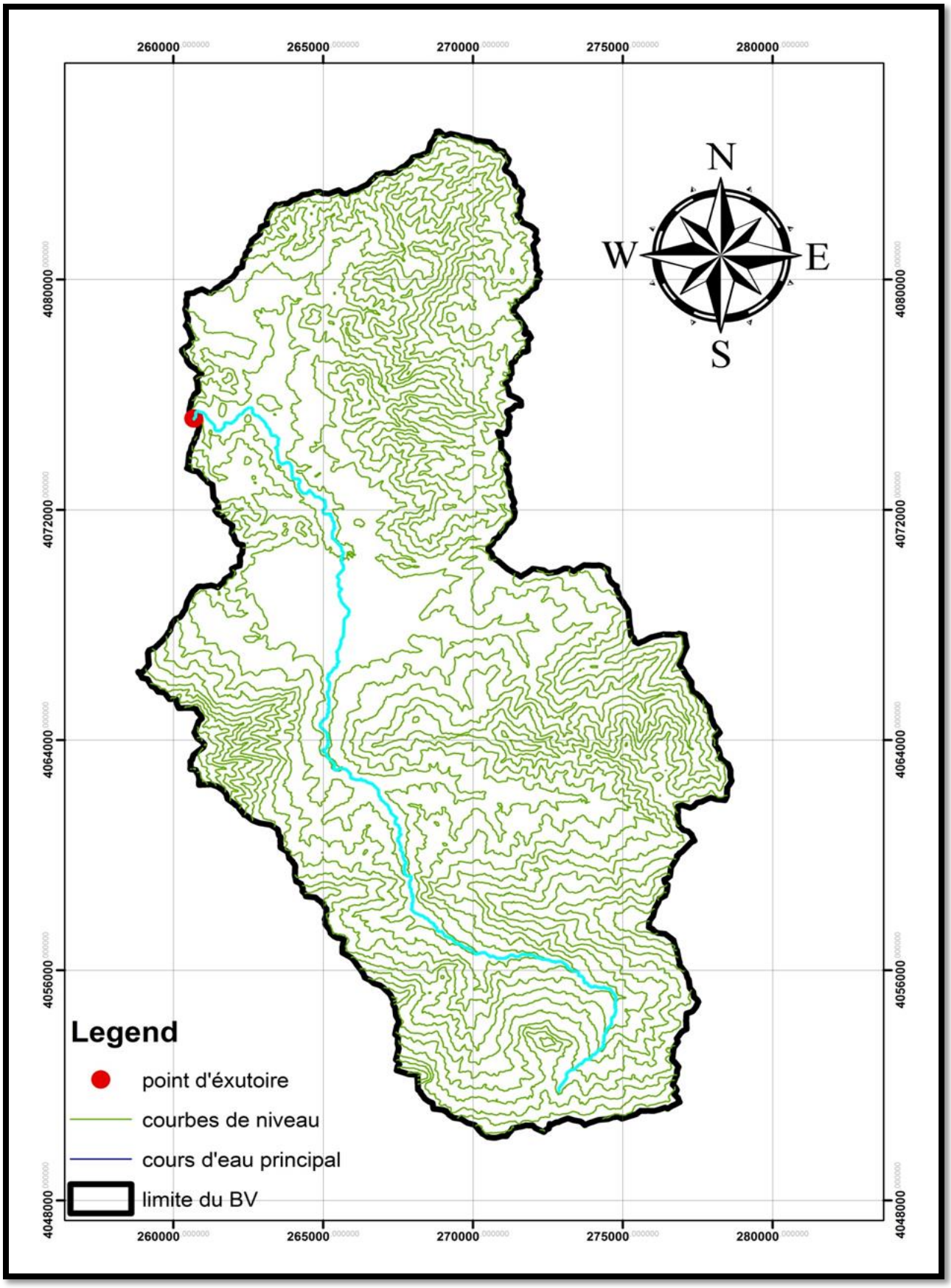
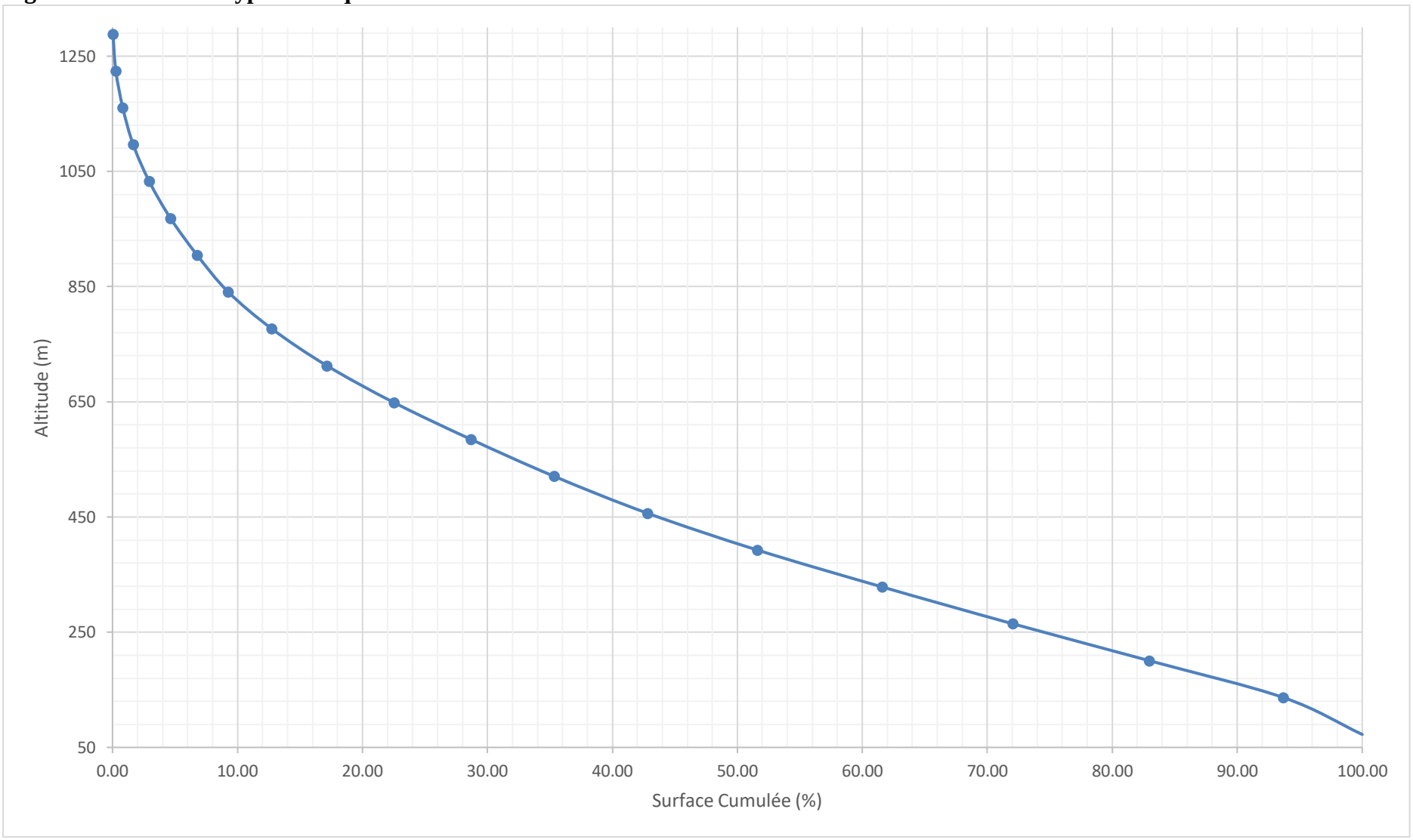


Figure III.2 : Répartition des courbes de niveaux du bassin versant de BOUSSIABA

Figure III.3 : courbe hypsométrique



III.1.2.2 Altitudes caractéristiques :

a) Altitudes maximale et minimale :

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatologiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente, donc d'après la carte topographique on a :

Hmax= 1320 m NGA ; Hmin = 41 m NGA

b) Altitude moyenne du bassin versant :

L'altitude moyenne est calculée par la formule suivante :

Hmoy=Si . Hi/S

AN : H_{moy} = 423,03 m NGA

Avec: Si : Surface partielle entre deux courbes de niveau consécutives **n-1** et **n** en Km^2 ;H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives **n-1** et **n** en m ; S : Superficie du bassin versant en Km^2.

a) Altitude médiane :

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière, d'après la courbe hypsométrique (Fig. I.03) on a :

$H_{méd}$=404,26 m NGA

III.1.2.3 Pente moyenne du bassin versant Im :

la pente moyenne de cour d'eau
d'après la pente du profil en long

$I_T=I_m$=1,2%

III.1.2.4 Indice des pentes :

a) Indice de pente globale Ig :

A partir de la courbe hypsométrique, nous déduisons les altitudes de fréquence 5% et 95% de la surface du bassin versant. H5%=957,82m ;;; H95%=123,28m

L'indice de pente global sera :

Avec :

L : Longueur du rectangle équivalent ;

$H_{5\%}$=957,82m}

Ig=0,0180.100%=18.05

L=46,24Km. Ig=18,05%

b) Indice de pente de ROCHE Ip :

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

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=0}^{n} \sqrt{A_i D i}$$

Avec L : Longueur de rectangle équivalent (m);
Ai : Surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives Hi et Hi+1.

A.N : $Ip = 4{,}71\%$

III.1.2.5 Dénivelée spécifique Ds :

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

Tableau III.2 : Classification de L'O.R.S.T.O.M (type de relief)

Classe	Relief	D_s (m)
R_1	Très faible	$D_s<10$
R_2	Faible	$10<D_s<25$
R_3	Assez faible	$25<D_s<50$
R_4	Modéré	$50< D_s<100$
R_5	Assez modéré	$100< D_s<250$
R_6	Fort	$250< D_s<500$
R_7	Très fort	$D_s>500$

$$D_S = I_g . \sqrt{S} \Rightarrow Ds = 357{,}55\, m < 500$$

➢ **d'après mes calculs précédents** : $250 < D_s < 500$ donc :

Le relief du bassin versant de barrage de BOUSSIABA est un relief **fort** de classe R_6 **.**

$$Ig = \frac{H\,5\% _ H\,95\%}{L} = 18{,}05(\mathrm{m/km})$$

III.1.3 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant :

III.1.3.1 Chevelu hydrographique :

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne. Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM et nous avons 02 types du réseau : subdentritic et dentritic.

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

Dans notre bassin versant de l'oued BOUSSIABA, le cours d'eau principal est de l'ordre 4.

(Figure III.5)

III.1.3.2 Longueur du cours d'eau principale :

La longueur du Talweg principale L = 38,813 Km .

III.1.3.3 Profil en long de l'oued :

Ce profil est tracé à partir de l'ARCGIS et ses donnes

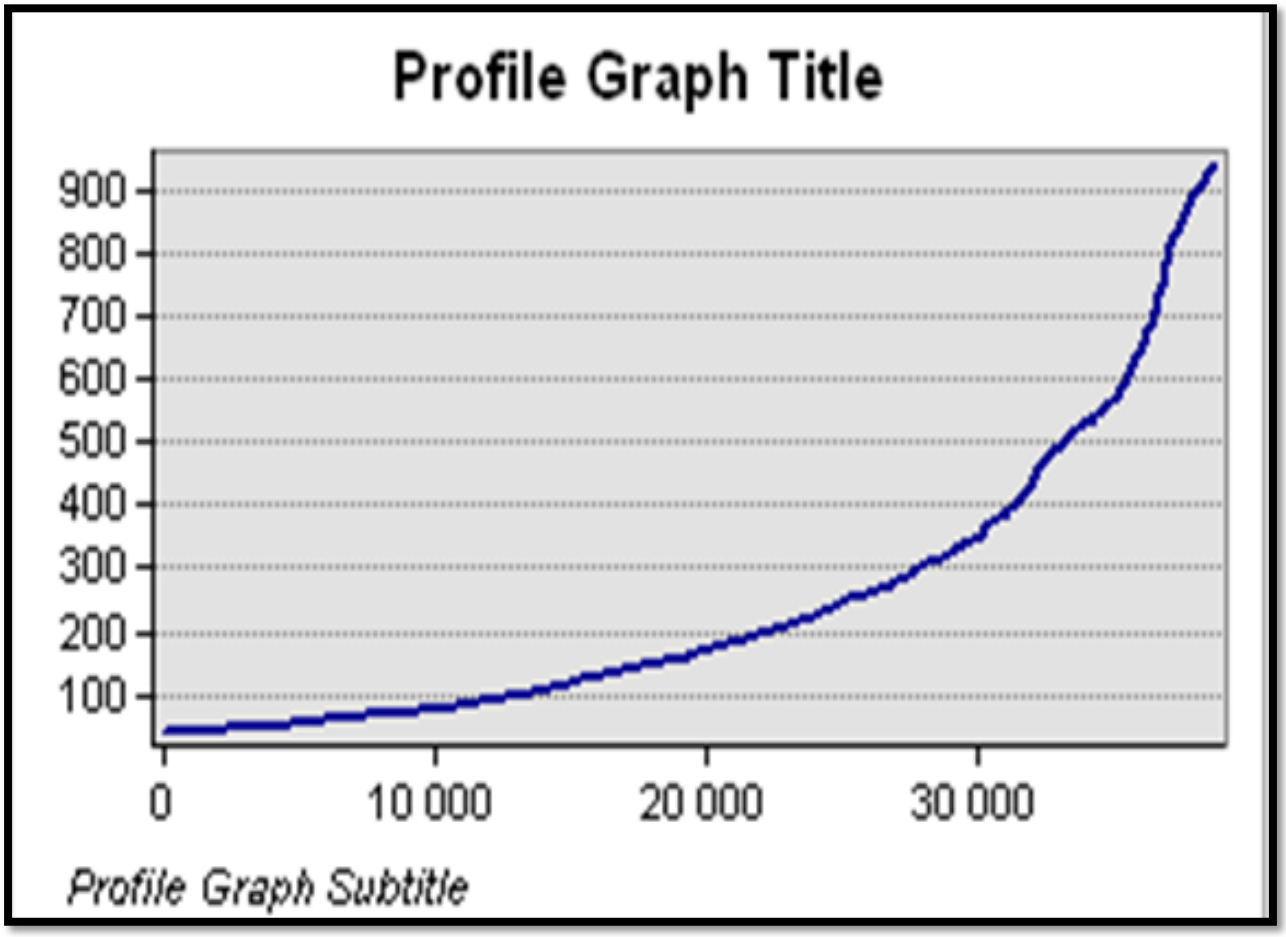


Figure III.4 : Profil en long de l'Oued

III.1.3.4 Pente moyenne ou classique de cours d'eau principal Ic :

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés du cours d'eau principal. elle est donnée par la formule suivante :

$$Ic = \frac{\Delta H}{\Delta L}$$

Avec ΔH : dénivelée entre deux points suffisamment distants (m) ;
ΔL : distance entre ces deux points (km).

A.N : $Ic = 27{,}66\ m/km$

III.1.3.5 Densité de drainage D_d :

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

$$\boldsymbol{D}d = \sum_{\boldsymbol{i=1}}^{\boldsymbol{n}} Li$$

Avec:

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

S : Surface du bassin versant s=392,48(Km^2);

$\sum_{i=0}^{n} Li = 315{,}813 Km$

AN:

$Dd = 0{,}803\ Km$

III.1.3.6 Densité hydrographique S :

La densité hydrographique représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface.

$$F = \frac{\sum_{i=0}^{n} N_i}{S}$$

Avec :

F : Densité hydrographique [km^{-2}] ; N_i : Nombre de cours d'eau, Ni=22 ; S : Superficie du bassin [km2].

AN : $F = 0{,}33\ thalweg/km^2$

III.1.3.7 Temps de concentration T_c :

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 notamment calculé par l'ancienne formule de Giandotti (1937).

Pour sa détermination, on utilise les formules suivantes :

- Formule de GIANDOTTI (1937):

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1{,}5L_{cp}}{0{,}8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$$

Avec:

L_{cp}: Longueur du cours d'eau principal (Km);

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

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m NGA);

H_{min} : Altitude minimale du bassin versant (m NGA).

AN :

t_c = 8,79 heure

- Formule de PASSINI :

$$t_c = \left[\frac{4 * \sqrt[3]{\sqrt{S * L}}}{\sqrt{I}}\right]^{0.75}$$

AN : t_c =18,18 heurs

- Formule de KIRPICH:

$$t_c = 0{,}6615 . L_p^{0'77} . i_g^{-0'385}$$

Avec :

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

i_{moy} : Pente moyenne du bassin versant.

A.N : tc= 10,32heure

- Formule de ANRH :

$$t_c = 3 * \left(\frac{S * l_{c.e}}{(10 * i)^{\frac{3}{2}}} \right)^{\frac{1}{4}}$$

A.N :

t_c= 13,13 heure

• Formule de S.C.S :

$$t_c = \left(0.87 * \frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

A.N : t_c=4.13 heure

Les résultats des différentes méthodes sont présentés dans le tableau suivant**.**

Tableau III.3 : Temps de concentration

Formule	T_c (heure)
GIANDOTTI	8,79
PASSINI	18,18
KIRPICH	10,32
ANRH	13,13
S.C.S	4,13
MOYENNE	11,64

Commentaire : Sur la base de ces résultats et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur $\mathbf{t_c}$=11,64 heures donnée par la moyenne des résultats de plusieurs formules.

III.1.3.8 Vitesse de ruissellement Vr :

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_{\mathbf{r}} = \frac{L}{t_c}$$

L : Longueur de talweg principal en [Km].

A.N :

$$\mathbf{Vr} = \frac{38{,}813}{11{,}64} = 3{,}33\ km/s$$

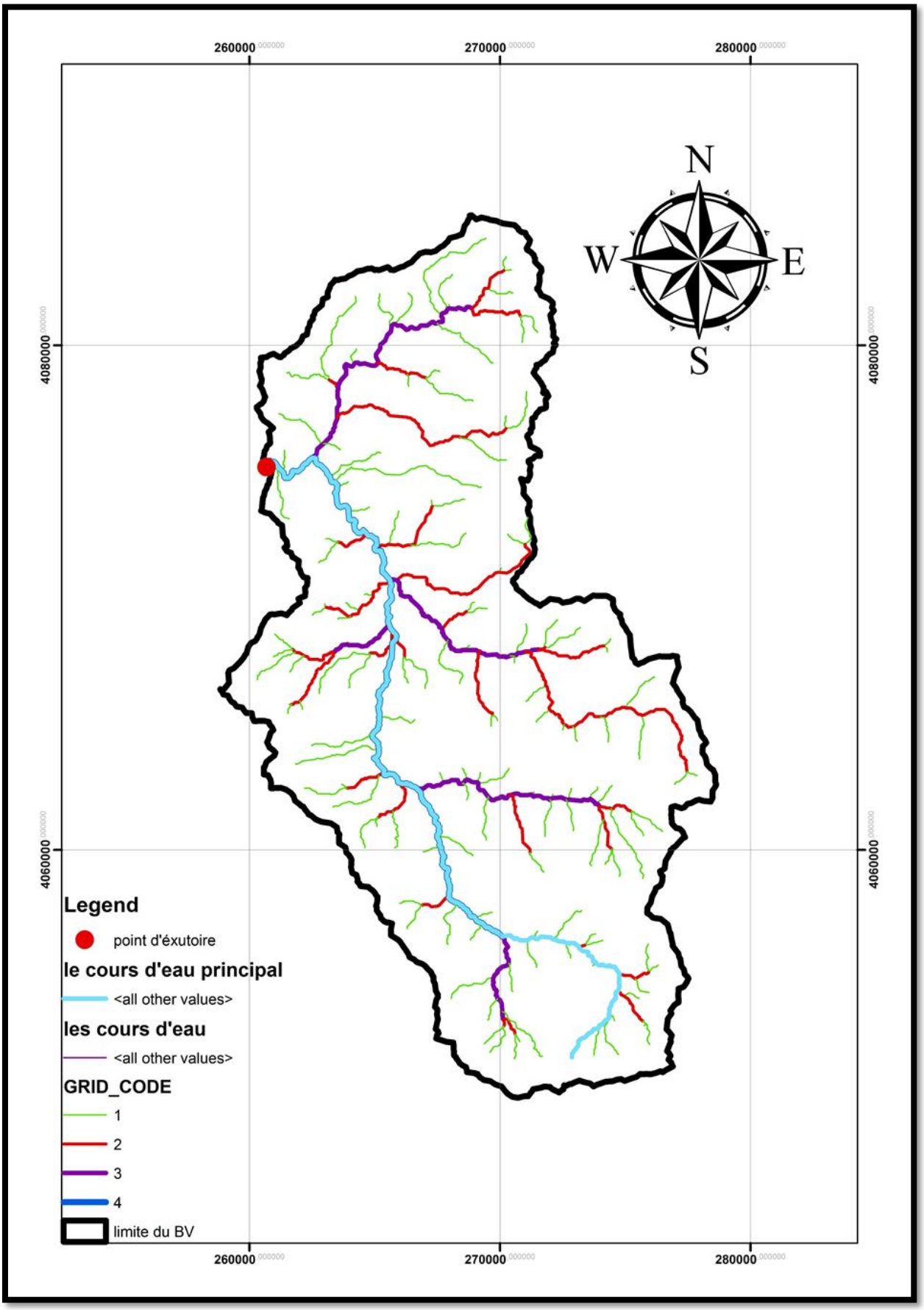


Figure III.5 : Le réseau hydrographique du bassin versant

III.1.4 Profil en long de l'Oued :

Le profil en long du talweg principal présente une pente assez marquée et homogène (de l'ordre 2 à 3 %).

Ce profil est tracé à partir les donnes de L'ArcGIS en tenant compte del'altitude et de la longueur de cours d'eau jusqu'à l'exutoire.

Tableau III.4 : Longueur de cours d'eau principale en chaque altitude

N°	Courbe de niveau (m)	Distance (Km)	Distance cumulée (Km)
1	1600-1500	1,0	1,0
2	1500-1400	2,4	3,4
3	1400-1300	3,1	6,5
4	1300-1200	2,7	9,2
5	1200-1100	4	13,2
6	1100-1000	5,1	18,3
7	1000-900	4,8	23,1
8	900-800	6,2	29,3
9	800-725	4,2	33,5

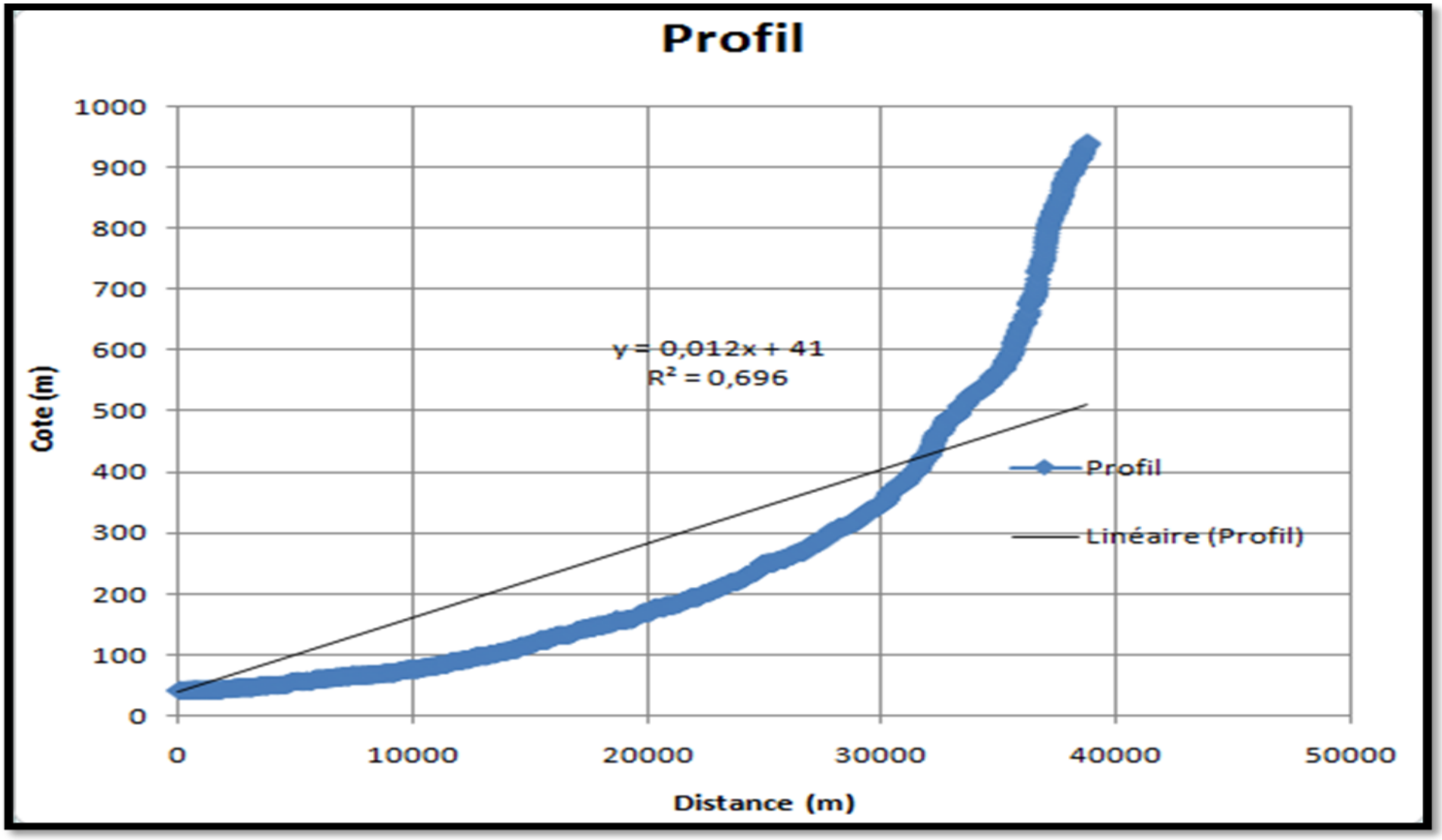


Figure III.6 : Profil en long du cours d'eau principal

Tableau III.5 : Caractéristiques hydro-morphométriques du bassin versant de BOUSSIABA

Caractéristiques			Unité	Valeur
Coordonnées exutoire		X	m	260659,284
		Y	m	4075179,674
		Z	m	44,00
Morphologie du bassin versant				
Surface		S	Km²	392,48
Périmètre		P	Km	110,28
Indice de Gravélius		Kc	--	1,56
Indice de forme de Horton		K_H	--	0,26
Indice de Forme		F	--	
Densité de drainage		D_d	Km/Km²	0,8
Longueur du Bassin Versant		L_{BV}	Km	38,813
Largeur du Bassin Versant		B_{BV}	Km	10,11
Longueur du rectangle équivalent		L	Km	46,24
Largeur du rectangle équivalent		l	Km	8,49
Relief				
Altitude		Maximale : H_{max}	m	1320,00
		Moyenne : H_{moy}		423,03
		Médiane : $H_{50\%}$		404,26
		Minimale : H_{min}		41,00
		$H_{5\%}$		957,82
		$H_{95\%}$		123,28
Pente moyenne du bassin		I_m	m/Km	
Indice de pente de Roche		I_P	%	4,71
Indice de pente classique ou moyenne		I_c	m/Km	27,66
Dénivelée totale du BV	Dt= H_{max}- H_{min}		m	1279,00
Dénivelée Globale	D_G=$H_{5\%}$- $H_{95\%}$		m	834,55
Indice de pente globale		I_g	m/Km	18,05
Dénivelée spécifique		D_S	m	357,55
Dénivelée de cours d'eau		D_{TP}	m	900,7
Pente moyenne de cour d'eau		I_{TP} ou I_T	%	1,2

Calcul du temps de concentration

Méthode	--	MOYENNE
Temps de concentration	t_c	h	11,64

III.2 Caractéristiques climatiques du bassin versant :

Le site du futur barrage de Boussiaba est situé dans le sous bassin de Boussiaba de grand bassin méridional des hauts plateaux constantinois).

III.2.1 Température :

La température constitue avec les précipitations l'élément majeur qui régit le climat d'une région. Elle constitue un facteur très important qui intervient dans le calcul de L'évapotranspiration. C'est bien évident que les contrastes importants de température (écart considérable de température) entre le jour et la nuit à un effet négatif sur le comportement des sols et des roches. En effet, les contrastes importants de température entraînent la décompositionmécanique des roches.

Tableau III.6 : Température maximale et minimale (en C°) (2000-2020) station de l'oued Boussiaba

Mois	temps max des mois (M) C°	temps min des mois (m) C°	temps moyenne des mois (M + m)/2 C°
Septembre	36,54	15,93	26,23
Octobre	30,5	11,03	20,76
Novembre	26,39	8,88	17,63
Décembre	23,05	5,19	14,12
Janvier	20,57	4,82	12,69
Février	21,24	4,37	12,8
Mars	25,2	4,22	14,71
Avril	27,95	8,69	18,32
Mai	31,92	10,7	21,31
Juin	35,53	13,99	24,76
Juillet	38,67	18,13	28,4
Août	39,58	19,39	29,48

* m = Température moyenne des minimas du mois
*(M+m) /2 = Température moyenne du mois
*M =Température moyenne des maximas du mois

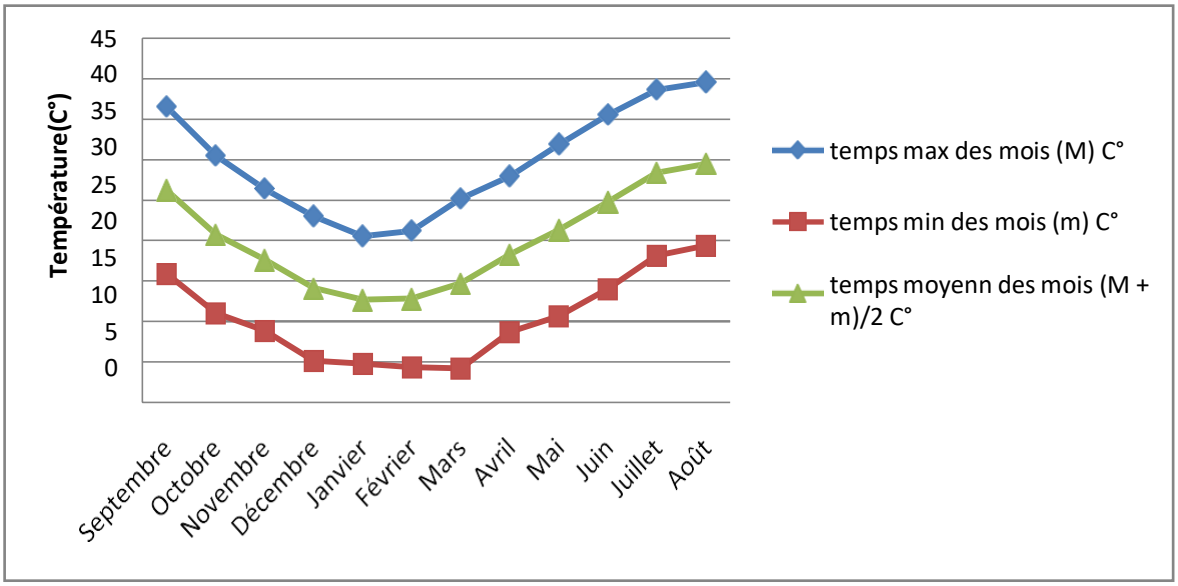


Figure III.7 : Courbe des températures maximale et minimale station de l'oued Boussiaba

L'examen de (Tableau III.6) ci-dessous et la (Fig III.7), montrent que la température moyenne interannuelle est de l'ordre de 20.1°C avec les mois les plus chauds sont : juin, juillet, août et septembre avec un maximum de température enregistré au mois d'août (39.58°C).

III.2.2 L'humidité moyenne mensuelle Valeurs moyennes de l'humidité relative de l'atmosphère :

L'humidité relative est l'un des paramètres principaux du cycle hydrologique. Source de toutes les précipitations, elle conditionne l'évaporation. Le (tableau II.7) montre que durent toute l'année, l'aire est relativement humide à plus de 40%. Il devient plus chargé pendant la période hivernale : l'humidité est à 54% en moyenne. Les périodes automnales et printanières se caractérisent par des valeurs intermédiaires 50%.

Tableau III.7 : Humidité moyenne mensuelle (%) station de l'oued Boussiaba (2000-2020)

Mois	Humidité (%)
Septembre	51,72
Octobre	52,72
Novembre	52,94
Décembre	57,11
Janvier	54,22
Février	52,50
Mars	52,28
Avril	51,22
Mai	52,83
Juin	52,00
Juillet	48,55
Août	47,22

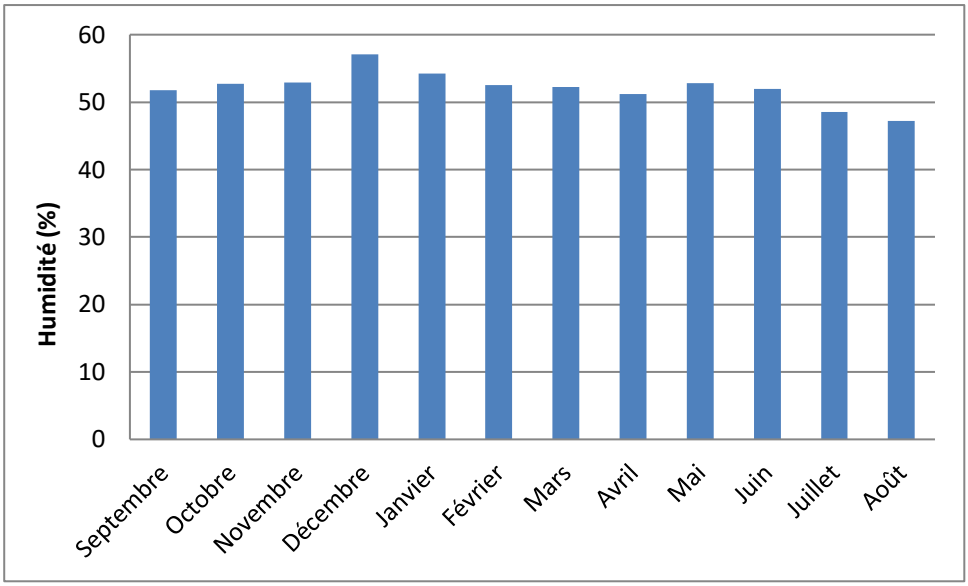


Figure III.8 : Humidité moyenne mensuelle (%) station de l'oued Boussiaba

III.2.3 Vitesses moyennes mensuelles des vents (m/s) :

Les données relatives au vent à la station d'oued Boussiaba, sont tirées du seltzer et reportées sur le (tableauII.8).

Les vents les plus fréquents durent l'hiver (supérieure à 3 m/s). Moins fréquents en été, ils sont dominés par les vents, dont la fréquence se situe (à 1 m/s).

Tableau III.8 : Vitesse moyenne mensuelles des vents (m /s) station de l'oued Boussiaba (2000-2020)

Mois	Vitesse des vents (m/s)
Septembre	2,04
Octobre	2,81
Novembre	2,63
Décembre	2,77
Janvier	3,04
Février	3,29
Mars	2,64
Avril	2,00
Mai	1,44
Juin	1,15
Juillet	1,00
Août	1,51

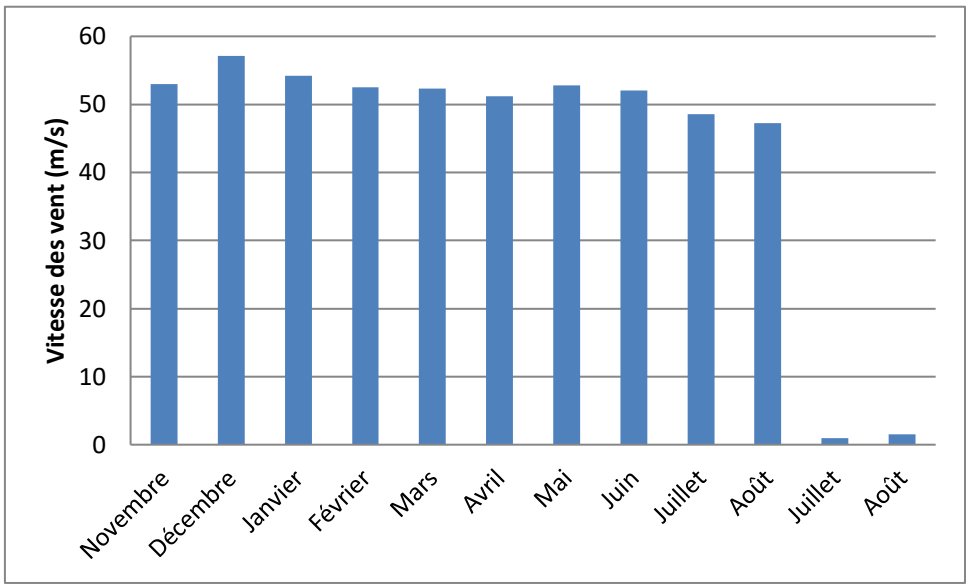


Figure III.9 : Vitesse moyenne mensuelles des vents (m /s) station de l'oued Boussiaba (2000-2020)

III.2.4 Pluviométrie :

III.2.4.1 Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations :

Les précipitations moyennes interannuelles Pa représentent la caractéristique climatique capitale de la localité. Elles sont exprimées sous forme de lame de pluie.On dispose une série d'observations pluviométriques de la station el Milia (Voir Tableau III.9 et III.10 Source ANRH), situé à proximité du bassin versant objet de la présente étude. Elle comprend des données mensuelles et annuelles sur une période de 104 années allant de 1908 à 2012 .

Tableau III.9 : Coordonnées et code de la Station pluviométrique utilisée dans l'étude

Station	Code	Source	**Coordonnées**			Période d'observation	N (ans)
			X (km)	**Y (km)**	Z(m)		
EL MILIA	10.07.06	ANRH	819.3	389.7	100	1908-2012	104

Tableau III.10 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations

MOIS	**sept**	**oct**	**nov**	**dec**	**janv**	**fev**	**mars**	**avril**	**Mai**	**juin**	**juil**	**aout**	**Somme annuelle**
P_m(mm)	41.44	86.69	113.1	161.3	150.9	118.31	89.89	55.56	47.58	17.65	3.25	8.913	894.55
P(%)	4.63	9.69	12.64	18.03	16.87	13.23	10.05	6.21	5.32	1.97	0.36	1.00	100.00

Source : A.N.R.H

La série des pluies mensuelles moyennes interannuelles est représentée dans l'Annexe 05.

La répartition mensuelle des précipitations est présentée par la figure III.10.

On note une pointeau mois de **DEC.**

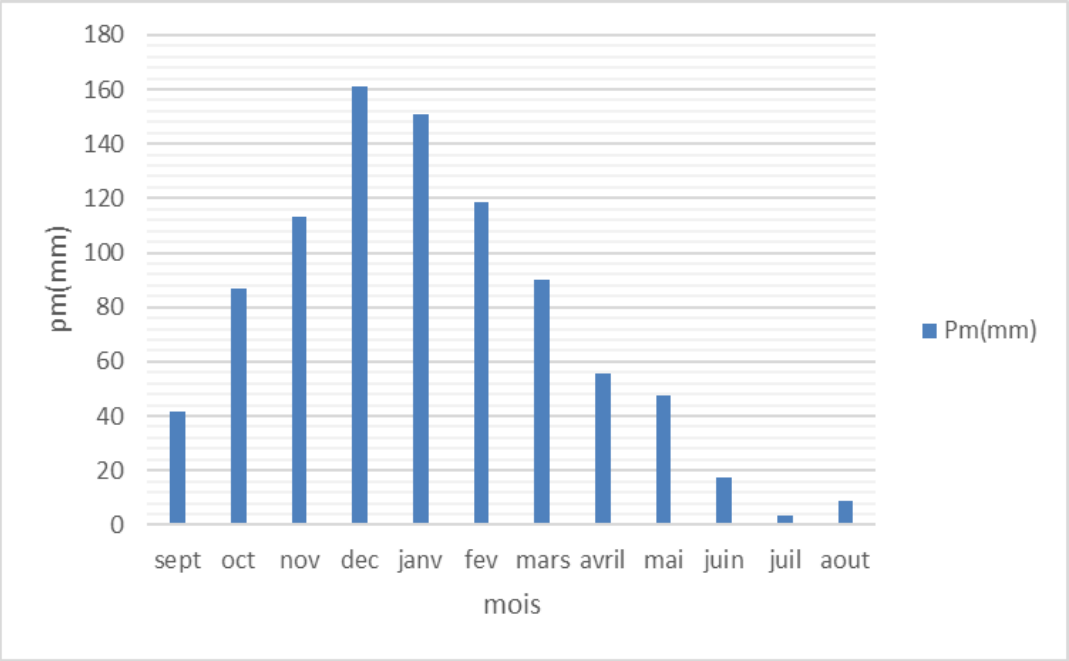


Figure III.10 : Répartition mensuelle des précipitations

Tableau III.11 : Les caractéristiques pluviographiques de la région

Pluie moyenneannuelle	**Pluie moyenne max. journalière [mm]**	**Exposant climatiqueb**
894.55 mm	**72,17**	**0,45**

Source : A.N.R.H

Tableau III.12 : Caractéristiques de la série pluviométrique (104ans)

Caractéristiques	**Formules**	**Valeurs**
La somme des Pmaxj en (mm)	$\sum_{i=1}^{n=104} Xi$	**6858.4**
la moyenne des Pmaxj en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=104} Xi}{n}$	**65.96**
L'écart type « бx »; Pour n > 30 ans	$\sigma x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n=104}(X-X)^2}{N}}$	**29,52**
Coefficient de variation « Cv »	$Cv = \frac{\sigma}{X}$	**0,448**
L'exposant climatique	**b=0,45**	

L'exposant climatique pour notre région (b=0.45) est donné par l'ARNH d'Alger.

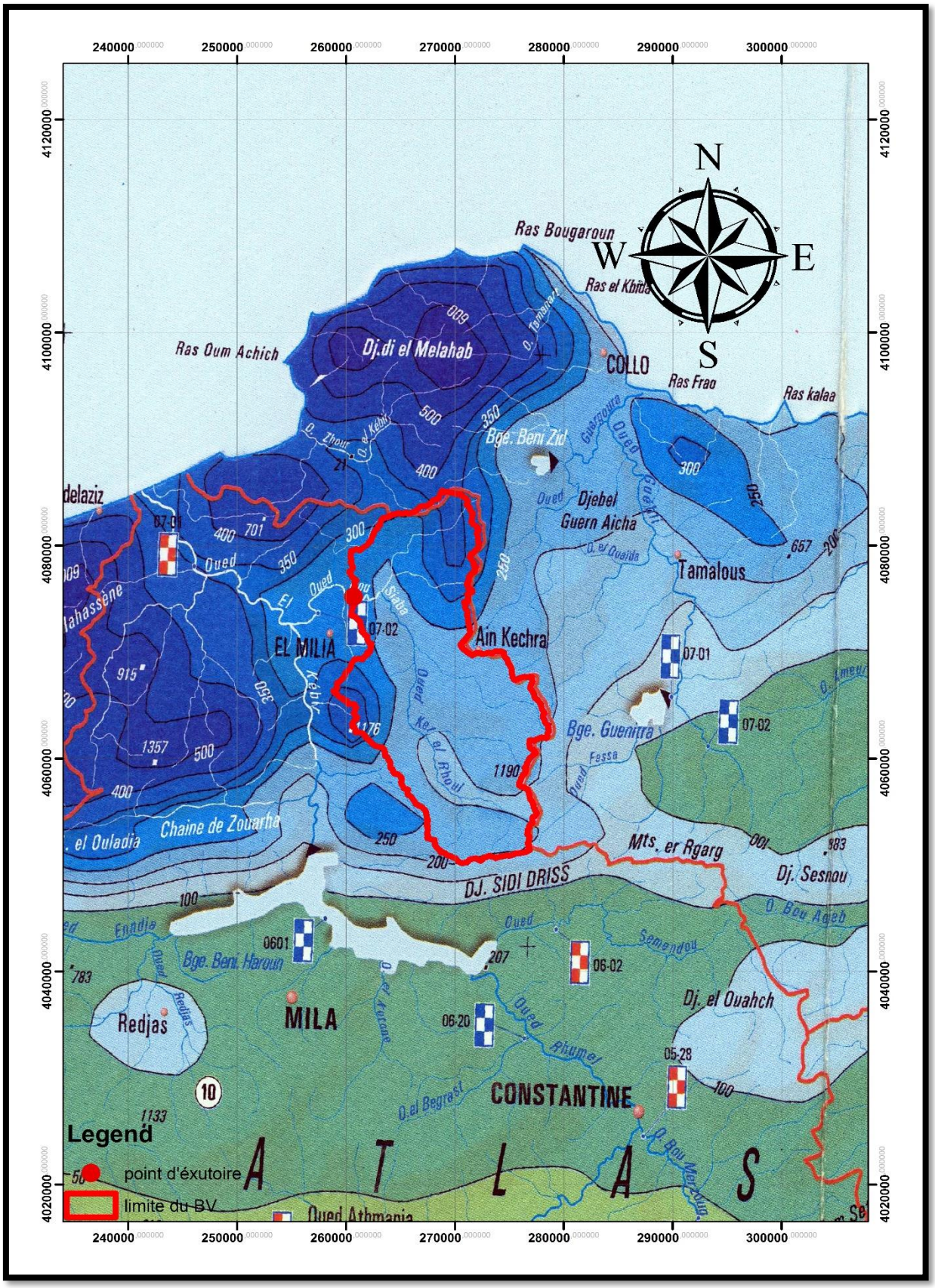


Figure III.11 : La carte des écoulements moyennes annuels sur le nord de l'Algérie caler sur le bassin de Boussiaba

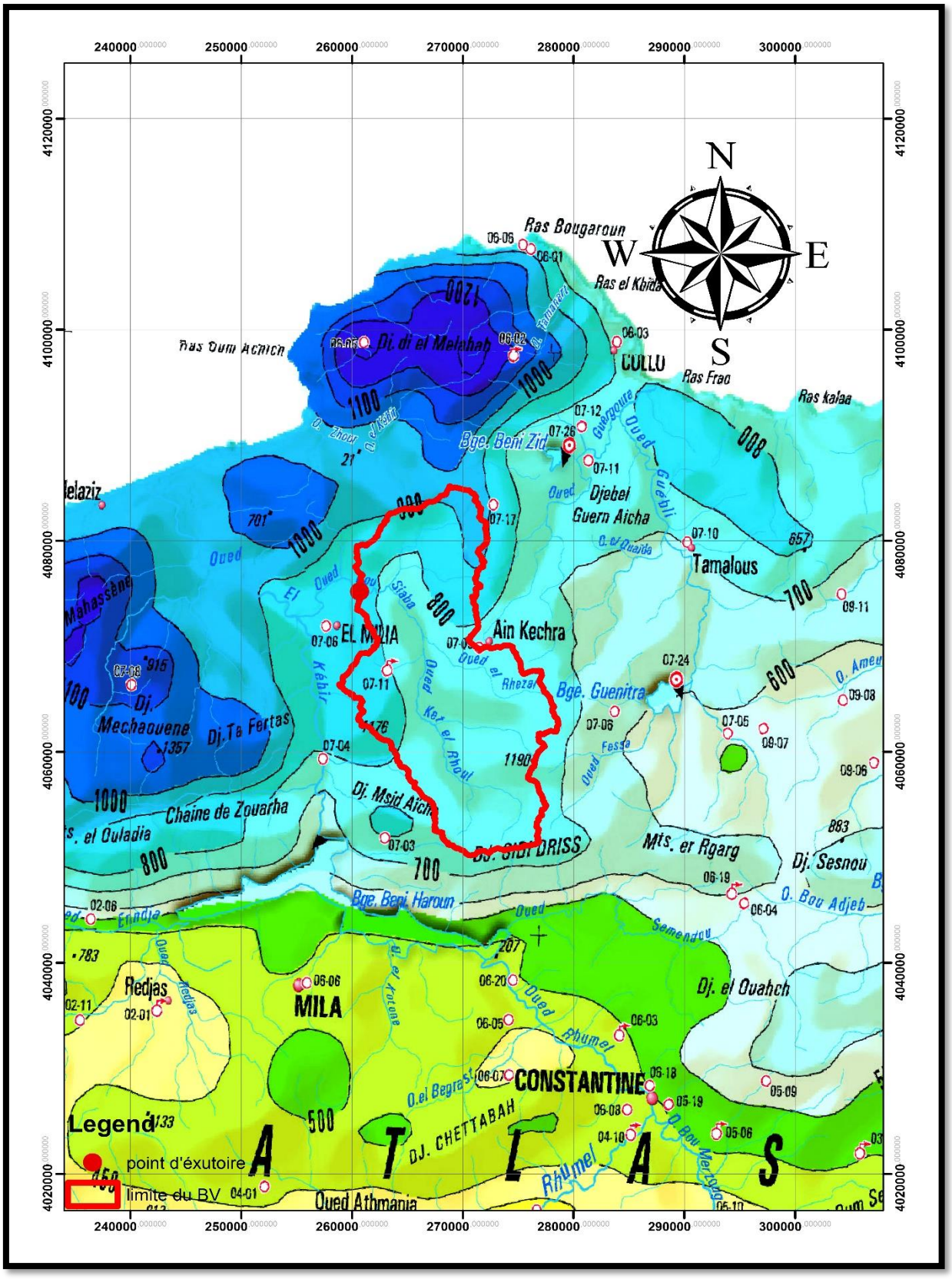
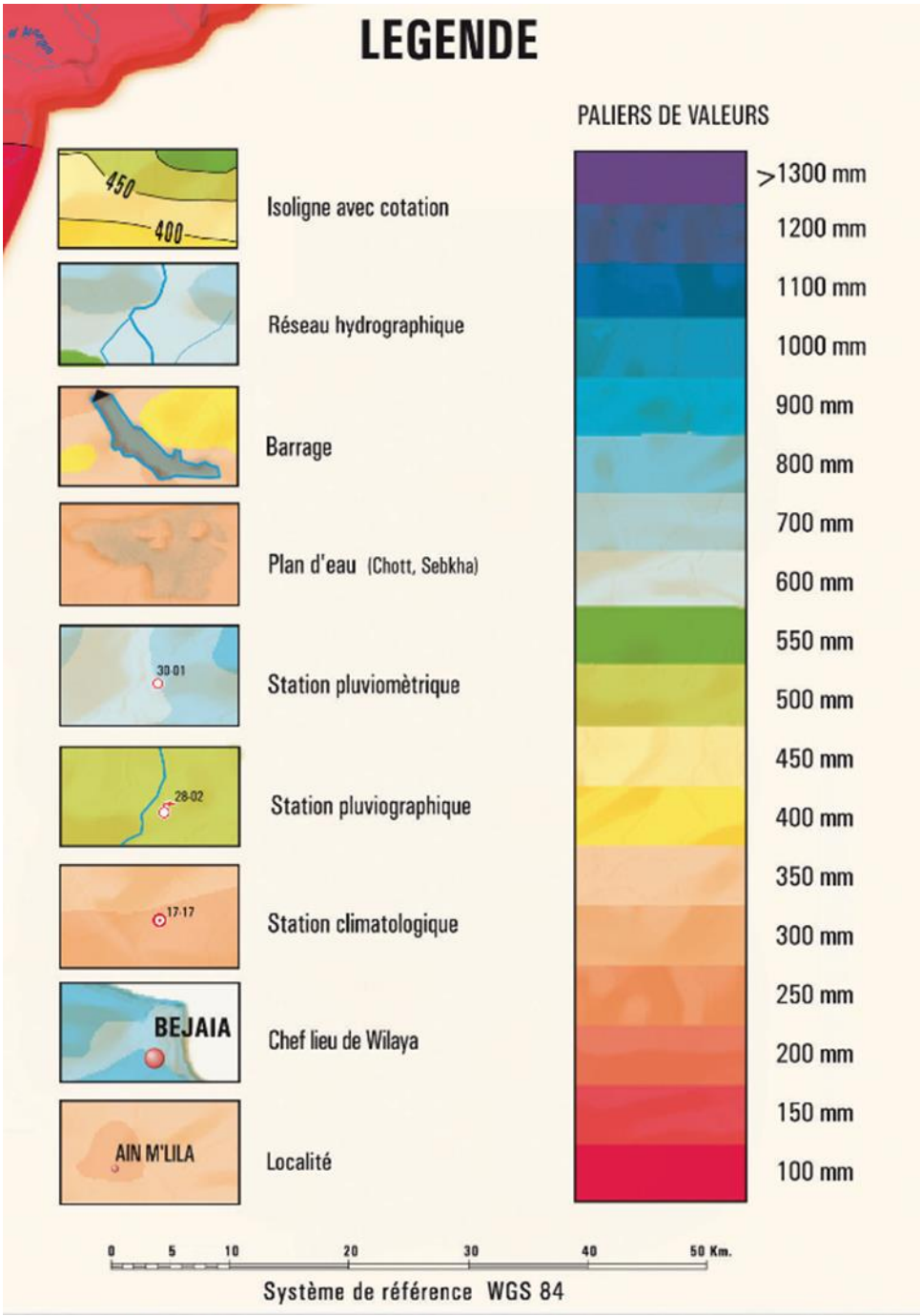


Figure III.12 : Carte pluviométrique annuelle du nord de l'Algérie caler sur le bassin de Boussiaba


LEGENDE
PALIERS DE VALEURS
450
400
Isoligne avec cotation
Réseau hydrographique
Barrage
Plan d'eau (Chott, Sebkha)
30-01
Station pluviomètrique
28-02
Station pluviographique
17-17
Station climatologique
BEJAIA
Chef lieu de Wilaya
AIN M'LILA
Localité
>1300 mm
1200 mm
1100 mm
1000 mm
900 mm
800 mm
700 mm
600 mm
550 mm
500 mm
450 mm
400 mm
350 mm
300 mm
250 mm
200 mm
150 mm
100 mm
0 5 10 20 30 40 50 Km.
Système de référence WGS 84

III.3 Etude des précipitations et choix de la loi d'ajustement :

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

Les lois d'ajustement choisies sont :

1) la loi de Galton (log-normal)
2) la loi de GUMBEL

- L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN ». La série des pluies maximales journalières est représentée dans l'Annexe 06.

- **Paramètres du logiciel :T** :

Période de retour.

q : Fréquence.

Xt : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

Les droites de Gumbel et Galton sont représentées par les **Figures (III.12, III.13)**

III.3.1 Ajustement à la loi Log-normale (Maximum de vraisemblance) :

Paramètres d'ajustement à la loi Log–normale :

$$\overline{LogP_{jmax}} = \frac{\sum(logP_{jmax} - \overline{logP_{jmax}})^2}{N}$$

$$\overline{LogP_{j\,max}} = logP_{j\,max} + \sigma_{log}\, U_{P\%}$$

: L'équation de la droite d'ajustement.

Avec : $U_{P\%}$: variable de GAUSS pour différentes fréquences.

➢ **Résultats de l'ajustement**

Nombre d'observations : n =104

Paramètres mu: 4.087862 ; sigma :0.523256

Quantiles : q = F(X) (probabilité au non-dépassement) T = 1/(1-q) (période de retour)

Tableau III.13 : Résultats de l'ajustement

T	q	XT	Standard déviation	Confidence interval (95%)	
10000.0	0.9999	417	60.5	299	536
2000.0	0.9995	334	43.5	248	419
1000.0	0.9990	300	37.2	227	373
200.0	0.9950	229	24.6	181	278
100.0	0.9900	201	20.0	162	241
50.0	0.9800	175	15.9	144	206
20.0	0.9500	141	11.1	119	163
10.0	0.9000	117	8.09	101	132
5.0	0.8000	92.6	5.53	81.7	103
3.0	0.6667	74.7	4.01	66.8	82.5
2.0	0.5000	59.6	3.06	53.6	65.6

- **Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon :**

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

Paramètres	Caractéristiques de laloi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	4.80
Maximum	Aucun	210
Moyenne	68.4	66.7
Ecart-type	38.4	30.7
Médiane	59.6	62.1
Coefficient de variation (Cv)	0.561	0.459
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.86	1.44
Coefficient d'aplatissement (Ck)	9.72	7.12

III.3.2 Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance) :

C'est la loi à double exponentielle, elle s'applique pour les précipitations maximales journalières afin de déterminer les valeurs fréquentielles.

La fonction de répartition de la loi de Gumbel s'écrit :

$$F(Xi) = e^{-e^{-\alpha(X-X0)}}$$

F(x) : Fréquence au non dépassement. x_0 : des coefficients d'ajustement,Si on pose Y= $(x-x_0)$

Avec Y : variable réduite de Gumbel

La loi de Gumbel s'écrira alors : $F(Xi) = e^{-e^{-Y}}$

On trouve que $X = \frac{1}{\alpha} y + X0$

avec : X est la précipitation maximale journalière.

- $Yi = -[ln(lnF(Xi))]$
- **Résultats de l'ajustement :**

Nombre d'observations: n **=104**

Paramètres : u : 53.1163 **;**

alpha:24.7841

- **Quantiles :**

q = F(X) : Probabilité au non-dépassement T = 1/(1-q) : Période de retour.

Tableau III.15 : Résultats de l'ajustement

T	q	XT	Standard déviation	Confidence intervalle (95%)	
10000.0	0.9999	281	18.5	245	318
2000.0	0.9995	241	15.5	211	272
1000.0	0.9990	224	14.2	196	252
200.0	0.9950	184	11.2	162	206
100.0	0.9900	167	9.88	148	186
50.0	0.9800	150	8.59	133	167
20.0	0.9500	127	6.90	113	140
10.0	0.9000	109	5.64	97.8	120
5.0	0.8000	90.3	4.39	81.7	98.9
3.0	0.6667	75.5	3.50	68.6	82.3
2.0	0.5000	62.2	2.85	56.6	67.8

- **Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon :**

Tableau III.16 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

Paramètres	**Caractéristiques de laloi**	**Caractéristiques de l'échantillon**
Minimum	Aucun	4.80
Maximum	Aucun	210
Moyenne	67.4	66.7
Ecart-type	31.8	30.7
Médiane	62.2	62.1
Coefficient de variation (Cv)	0.471	0.459
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	1.44
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	7.12

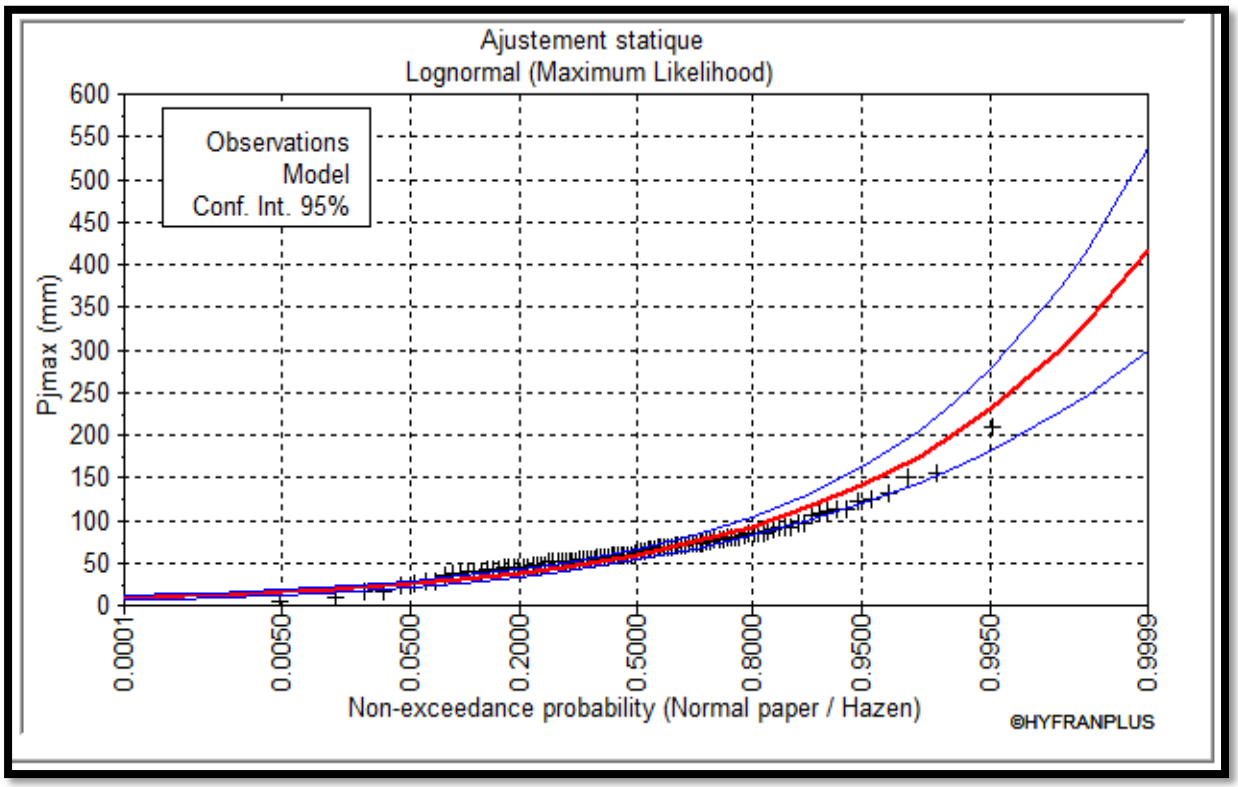


Figure III.13 : Ajustement à la loi Log-Normale (Maximum de vraisemblance)

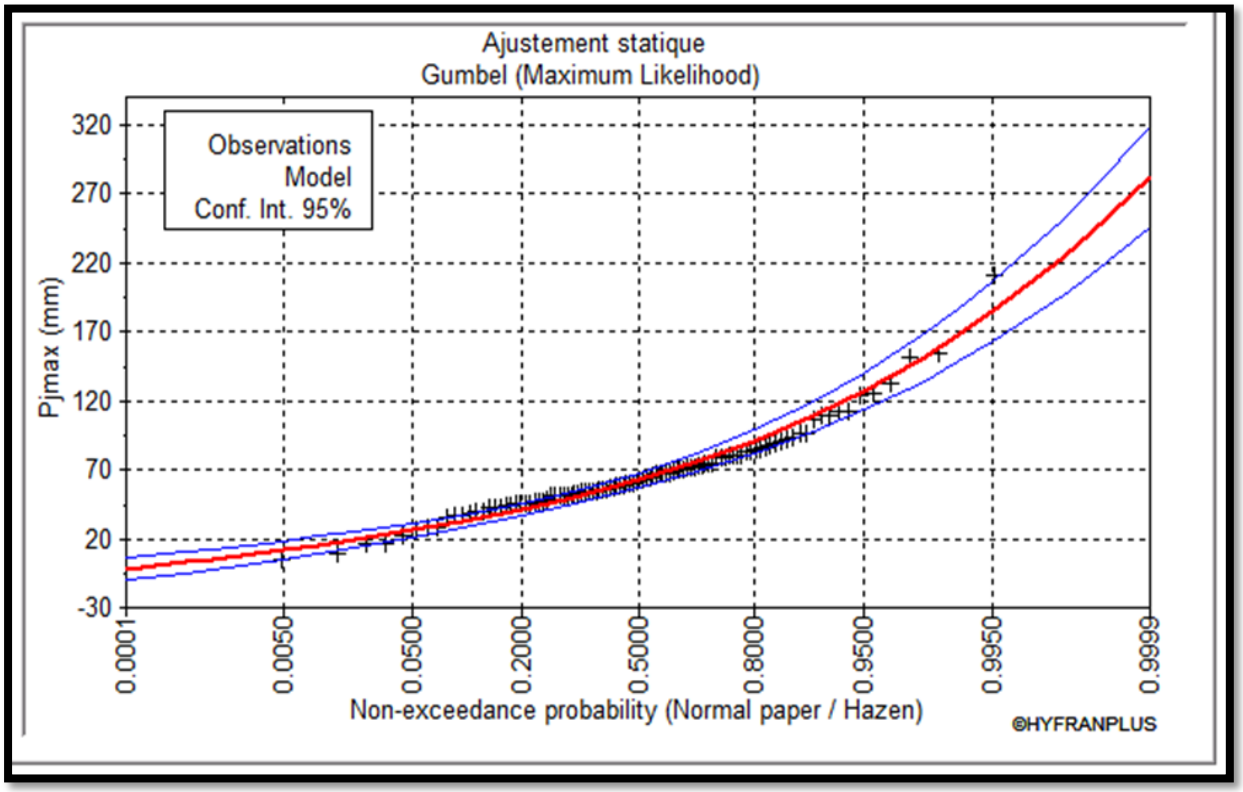


Figure III.14 : Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance)

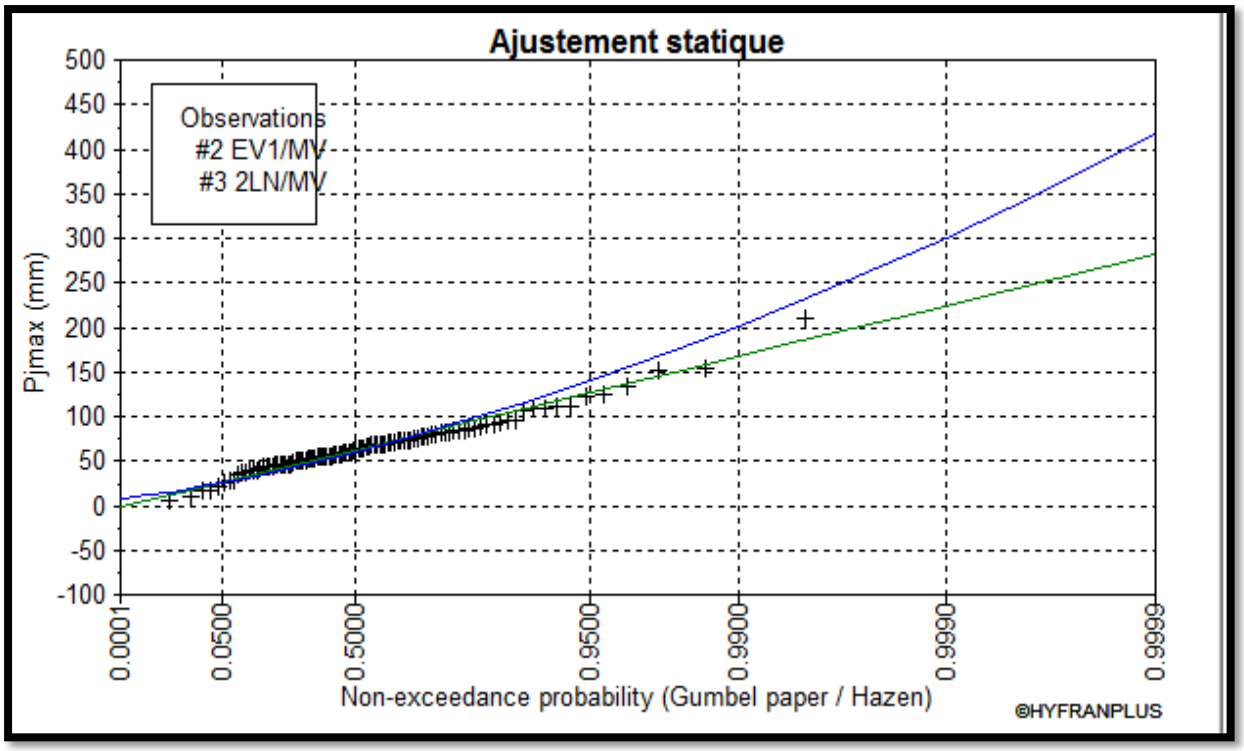


Figure III.15 : Comparaison entre les deux ajustements.

Commentaire :

D'après les deux droites d'ajustement, on constate qu'elle nous donne presque le même ajustement et celle de Gumbel est à considérer.

III.3.3 Courbe I.D.F (Intensité_Durée_Frequence) :

Pluies de courtes durées et leurs intensités à différentes fréquences.

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

$$Pt\% = Pj\%(\frac{t}{24})^b$$

Pt : Pluie d'une durée (t) pour une fréquence voulue (mm).

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

t : durée de la pluie (heures).

b : Exposant climatique (donnée)

Cet exposant climatique dépendant de la position géographique, déterminé à partir de lacarte des isolignes de l'exposant climatique établi par K.BODY en Mai 1981.

On prend pour notre site : b = 0,45

D'où :

$Pt\% = Pj\%(\frac{t}{24})^{0.45}$ L'intensité des pluies est donnée par la formule suivante **: $I=P_t/t$**

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

Tableau III.17 : Pluies de courte durée (mm)

Fréq-uence	Période de retour	PJ max	Temps en heure																						
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	11.64	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
10	10	109	26.08	35.63	42.76	48.67	53.81	58.41	62.61	66.48	70.1	73.51	76.73	78.71	79.79	82.72	85.52	88.22	90.82	93.33	95.76	98.12	100.41	102.64	104.81	106.93	109
5	20	150	35.89	49.03	58.84	66.98	74.05	80.38	86.16	91.49	96.47	101.16	105.59	108.31	109.81	113.83	117.69	121.41	124.98	128.44	131.79	135.03	138.18	141.25	144.24	147.15	150
2	50	167	39.96	54.59	65.51	74.57	82.44	89.49	95.92	101.86	107.41	112.62	117.56	120.59	122.25	126.73	131.03	135.16	139.15	143	146.72	150.34	153.85	157.26	160.59	163.83	167
1	100	184	44.03	60.14	72.18	82.16	90.84	98.6	105.69	112.23	118.34	124.09	129.52	132.86	134.7	139.64	144.37	148.92	153.31	157.55	161.66	165.64	169.51	173.27	176.93	180.51	184
0.1	1000	224	53.6	69.62	83.56	95.11	105.15	114.14	122.34	129.92	136.99	143.64	149.94	153.8	155.93	161.64	167.13	172.4	177.48	182.38	187.14	191.74	196.22	200.58	204.82	208.96	213

Tableau III.18 : Intensité des pluies It (mm/h)

Fréquence (%)	Période de retour	PJ max	Temps en heure																		
			1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00	7.00	8.00	9.00	10.00	11.00	11.64	12.00	13.00	14.00	15.00	16.00	17.00	23.00	24.00
10.00	10.00	109.00	26.08	17.81	14.25	12.17	10.76	9.74	8.94	8.31	7.79	7.35	6.98	6.76	6.65	6.36	6.11	5.88	5.68	5.49	4.65	4.54
5.00	20.00	150.00	35.89	24.51	19.61	16.74	14.81	13.40	12.31	11.44	10.72	10.12	9.60	9.31	9.15	8.76	8.41	8.09	7.81	7.56	6.40	6.25
2.00	50.00	167.00	39.96	27.29	21.84	18.64	16.49	14.92	13.70	12.73	11.93	11.26	10.69	10.36	10.19	9.75	9.36	9.01	8.70	8.41	7.12	6.96
1.00	100.00	184.00	44.03	30.07	24.06	20.54	18.17	16.43	15.10	14.03	13.15	12.41	11.77	11.41	11.22	10.74	10.31	9.93	9.58	9.27	7.85	7.67
0.10	1000.00	224.00	53.60	36.61	29.29	25.00	22.12	20.01	18.38	17.08	16.01	15.11	14.33	13.90	13.66	13.08	12.55	12.09	11.67	11.28	9.55	9.33

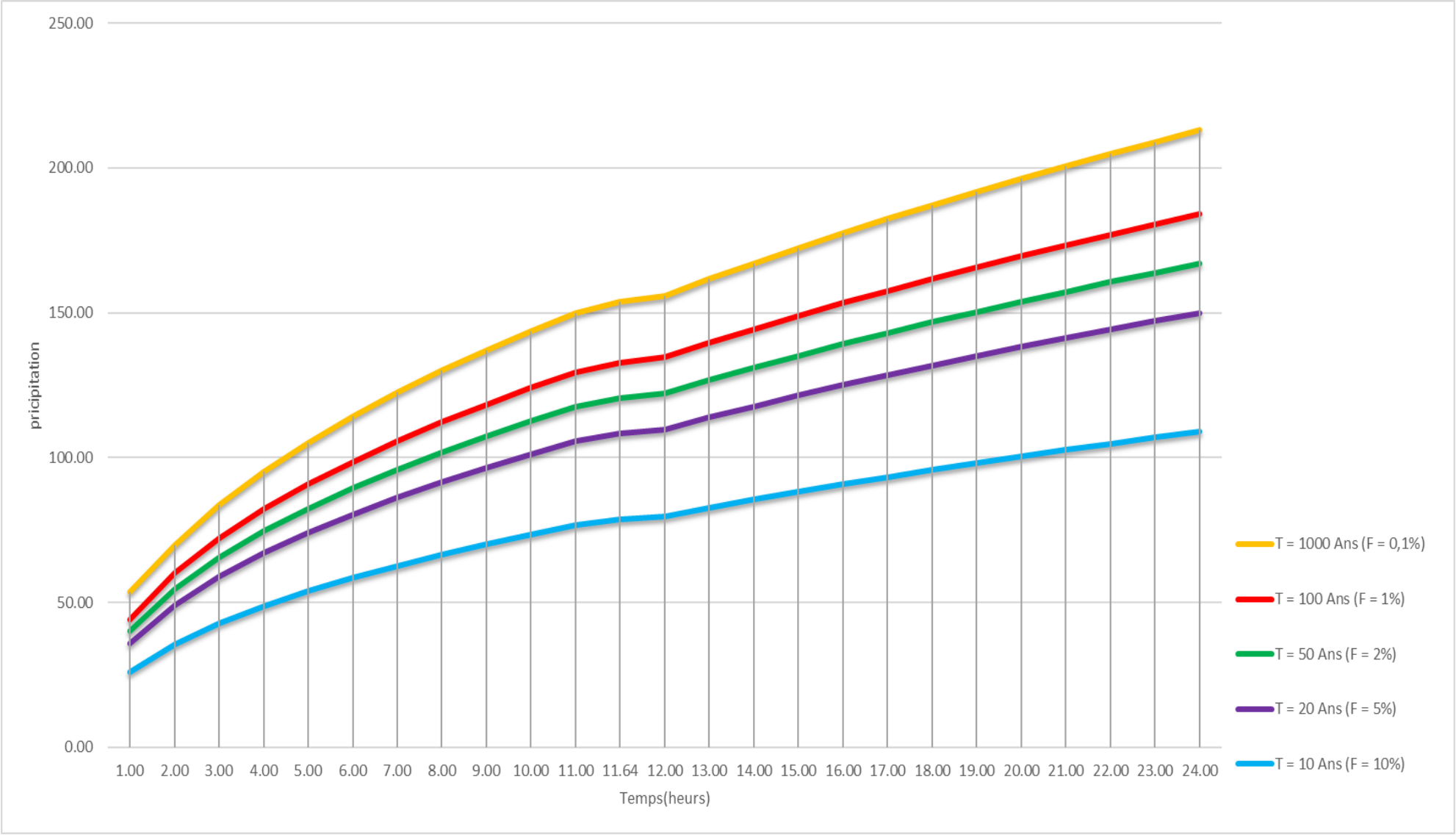


Figure III.16 : Pluies de Courte Durée

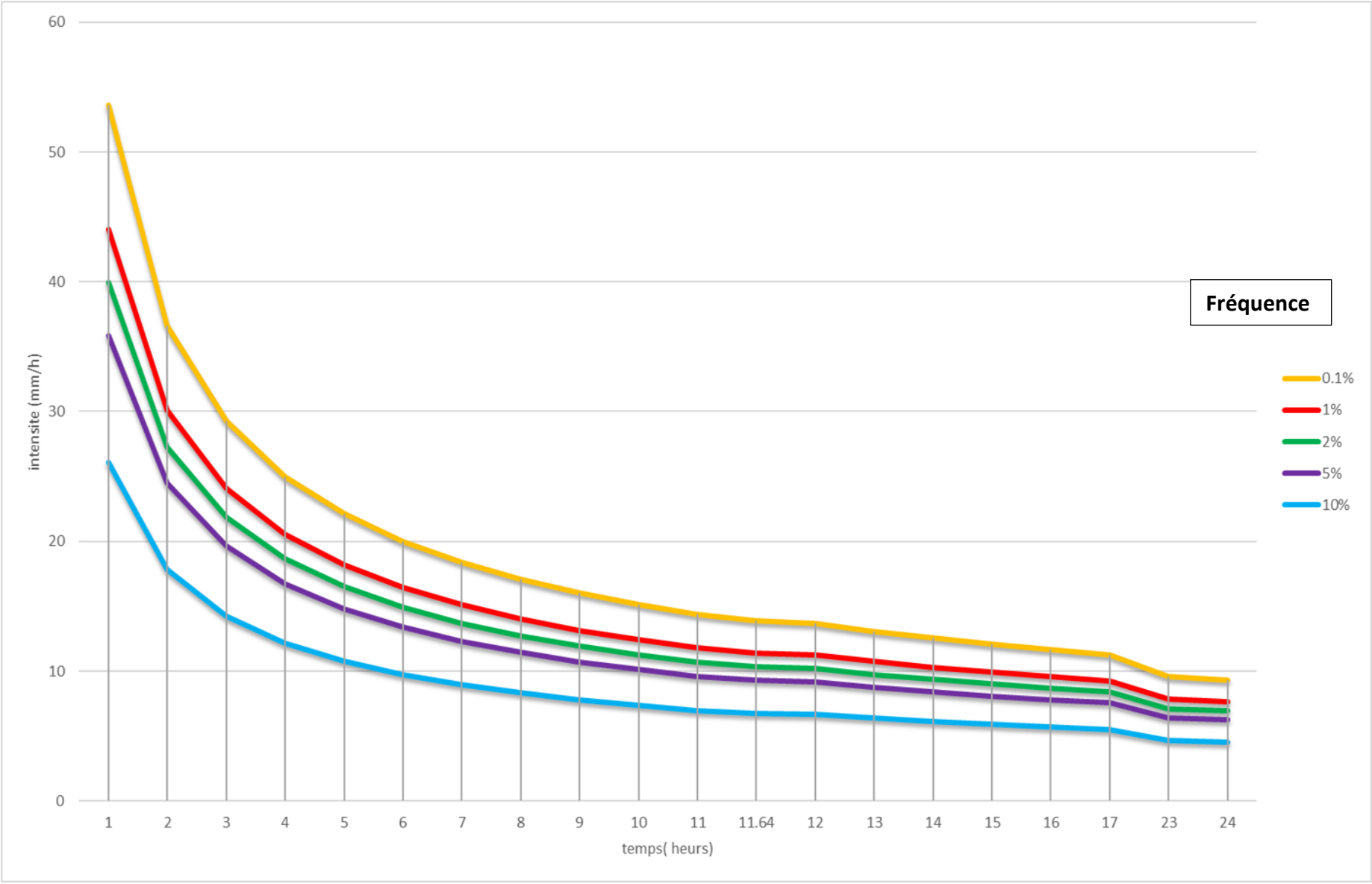


Figure III.17 : Intensité-Durée-Fréquence (IDF)

III.4 Etudes des apports :

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

Q=F(P-D)

Avec :

Q : débit annuel d'écoulement (apport).P : précipitation moyenne annuelle.

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

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

III.4.1 Apport liquides :

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

III.4.1.1 Apport moyen interannuel (A_0) par des formules empiriques :

pour estimer l'apport moyen.

a) Formule de l'ANRH :

On a : $\mathbf{A_0 = 0.915.\ P^{2.684}.\ S^{0.842}}$

P : Pluie moyenne annuelle (m).

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

AN : $\mathbf{A_0 = 103{,}64\ Mm^3}$

b) Formule de MEDINGUER :

On a : $\boldsymbol{Le = 1024\ (Pmoy - 0.26)^2}$

Le : Lame d'eau écoulée (mm). P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m).

AN : **Le = 412,32 mm**

On a encore :

$$A_0 = Le * S$$

AN : $\mathbf{A_0 = 161{,}82633\ km.mm\ (Mm^3)}$

c) Formule de TURC :

$$A0 = Le \,.\, S$$

$$Le = Pmoy - D$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm).D :

Déficit de l'écoulement (mm).

$$D = \frac{P_{moy}}{0{,}9+(\frac{P_{moy}}{L})^2}$$

$$L = 300 + 25\,Tmoy + 0.05\,(Tmoy)^3$$

L : Variable théorique

T_{moy} : Température moyenne annuel de l'air ; T=20.1°c

AN : L = 1208.53 ; D = 545.39 mm. Le = 349.16 mm

A_0 = 137,03832Mm^3.

d) Formule de SAMIE :

$$Le = Pmoy^2(293 - 2{,}2\sqrt{S})$$

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

S_{moy} : Surface du bassin versant en [km^2] ;

L_e: Lame d'eau écoulée en [mm].

A.N **:** Le = 199.59 mm

A_0 = 78,33508 Mm^3

e) Formule de CHAUMONT:

Cette relation donne le coefficient de ruissellement par la relation suivante:

$$C = 0.6(1-10^{-0.36P^2})$$

Où :

P : précipitation moyenne (m).

La lame d'eau écoulée est donnée par la relation :

$L_e = P.C_e$

$A = L_e.S$

A.N : **C_e = 0,29 Le = 259.4mm**

A_0 = 101,816 Mm^3

Tableau III.19 : Récapitulatif des apports

La formule	L'apport moyen annuel (Mm^3)
Formule de l'ANRH	**103,64**
Formule de MEDINGUER	161,83
Formule de TURC	137,04
Formule de SAMIE	78,34
Formule de ChHUMONT	101,82

Commentaire :

Vu les résultats des différentes méthodes qui varient d'une méthode à une autre. On a choisi celle qui est la plus commode donc on adopte **A_0= 103,64 Mm^3** donnée par la formule de l'ANRH qui est la plus proche de la moyenne des autres valeurs et l'apport moyenne annuelle de la série de 66ans

III.4.1.2 La station Hydrométrique de BOUSSIABA (10.07.02) :

Les informations des apports au niveau de notre site, sont basée sur de la station hydrométrique (BOUSSIABA).

Tableau III.20 : La Station pluviométrique BOUSSAIABA

Station	code	Source	Période d'observation	*N(ans)*	Localisation
BOUSSIABA	10.07.02	ANRH	1972-2001	66	Bassin BOUSSIABA

La série des apports liquides est représentée dans l'Annexe 07.

III.4.1.2.1 L'apport moyenne annuelle de la station :

est de : **A_{moy} = 112,01Hm^3**.

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

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	TOTAL
Apport (%)	0.61	3.21	10.09	18.9	16.68	16.7	18.5	10.95	2.62	0.93	0.61	0.20	100.00
A(Hm3)	0.68	3.59	11.3	21.14	18.69	18.75	20.72	12.27	2.93	1.04	0.68	0.22	**112.01**

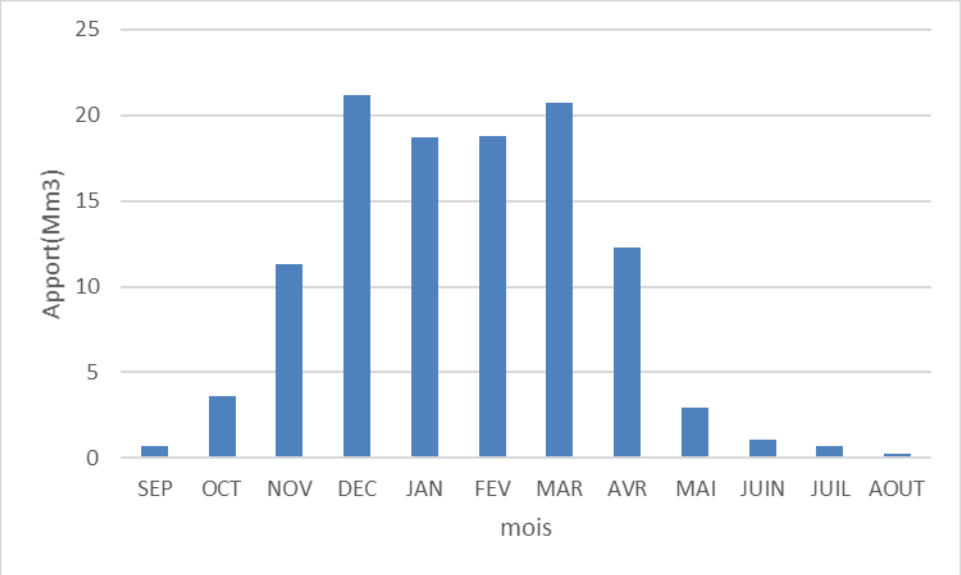


Figure III.18 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site (source ANRH(1972-2001))

III.4.2 Caractéristiques de l'écoulement :

III.4.2.1 Module de l'écoulement :

Il est donné par : $M = A_{moy} / T$

A_{moy} : Apport moyen annuel [l].

$1Hm^3 = 10^9$ litres

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

A.N : **Me = 3551 l/s**

III.4.2.2 Module de l'écoulement relatif (spécifique) :

On a : $M_0 = Me / S_{bv}$.

M_0 : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km^2).

A.N : **M_0 = 9.05 l/s/Km^2.**

III.4.2.3 Lame d'eau écoulée *:*

$$L\ e = A_{moy}/S_{BV}.$$

A.N : $L0 = L_e$ **= 285.39 mm**

.

III.4.2.4 Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par : $Ce = Le / P_{moy}$

AN : Ce = 0.32

III.4.3 Les apports fréquentiels :Le calcul des apports fréquentiels se fait par l'ajustement de la série des apports.

Pour le dimensionnement de notre barrage, une étude des apports fréquentiels paraitnécessaire. Pour cela, il faut tout d'abord calculer le coefficient de variation.

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale (Loi de Galton) qui est donnée comme suit :

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{(Cv^2+1)}}\, e^{\mu\sqrt{ln(Cv^2+1)}}$$

Avec : A% : Apport de fréquence donnée.
μ :Variable réduite de Gauss.
$A_{0=}$ A_{moy}: Apport moyen annuel(m3).

III.4.3.1 Coefficient de variation Cv des apports annuels

Cv : Coefficient de variation.

Pour la détermination du coefficient de variation Cv des apports annuels au barrage Boussiaba, on a utilisé le coefficient de variation de la série des apports relevés au niveau de la station hydrométrique BOUSSIABA.

Les calculs sont effectués à partir des formules empiriques, à savoir :

III.4.3.1.1 Formule Algérienne de N.N PADOUM :

Cette formule donne de bons résultats de l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel et en plus elle est établi à partir d'une analyse statistique de 42 oueds du nord de l'Algérie cette relation s'écrit comme suit :

$$\mathbf{Cv = 0.93\ K / M_0^{0.23}}$$

Avec : K : coefficient de réduction K=on prend K=0.55 M_0 : module spécifique du bassin versant en (l/s/km^2).

Cv = 0.31

III.4.3.1.2 Formule de SOKOLOVSKY :

$$Cv = 0,78 - 0,29 \log_{10} M_0 - 0,063 \log_{10}(S + 1)$$

M_0 : Module spécifique du bassin versant en (l/s/km^2).S : Surface du bassin versant (Km^2).

Cv = 0,66

III.4.3.1.3 Formule de KRISTEKLY MENKEL :

$$Cv = 0.83 / (S^{0.06}. M_0{}^{0.27})$$

M_0 : module de l'écoulement relatif

Cv = 0,32

III.4.3.1.4 Formule de ANTONOV :

$$Cv = 0.7 / (S + 1000)^{0.097}$$

Cv = 0. 34

Tableau III.22 : Récapitulatif des Cv

Formule	Le coefficient de variation Cv
Algérienne de N.N. PADOUM	**0,31**
SOKOLOVSKI	0,32
KRISTEKLY MENKEL	0,66
ANTONOV	0.34

On opte pour la formule Algérienne de N.N. PADOUM, car elle nous donne une valeur de coefficient de variation plus proche de la moyenne,

c'est-à-dire que Cv=0.31 ;A_0=112.01

L'apport fréquentiel est alors : $A_{\%} = 106{,}99e^{0.3\mu}$

Les résultats de calcul pour les différentes fréquences sont donnés dans **le Tableau III.25**

III.4.3.2 Ajustement de la série des apportes à la loi log-normale :

Tableau III.23 : Résultat de l'ajustement à la loi log-normale

Période De retour(T)	Probabilité (q)	XT	Ecart-type	Intervalle de Confiance(95%)
10000.0	0.9999	614	107	403 - 824
2000.0	0.9995	498	78.4	345 - 652
1000.0	0.9990	452	67.5	320 - 585
200.0	0.9950	352	45.4	263 - 441
100.0	0.9900	312	37.3	239 - 385
50.0	0.9800	273	29.9	215 - 332
20.0	0.9500	224	21.3	182 - 266
10.0	0.9000	188	15.7	157 - 219
5.0	0.8000	152	10.9	130 - 173

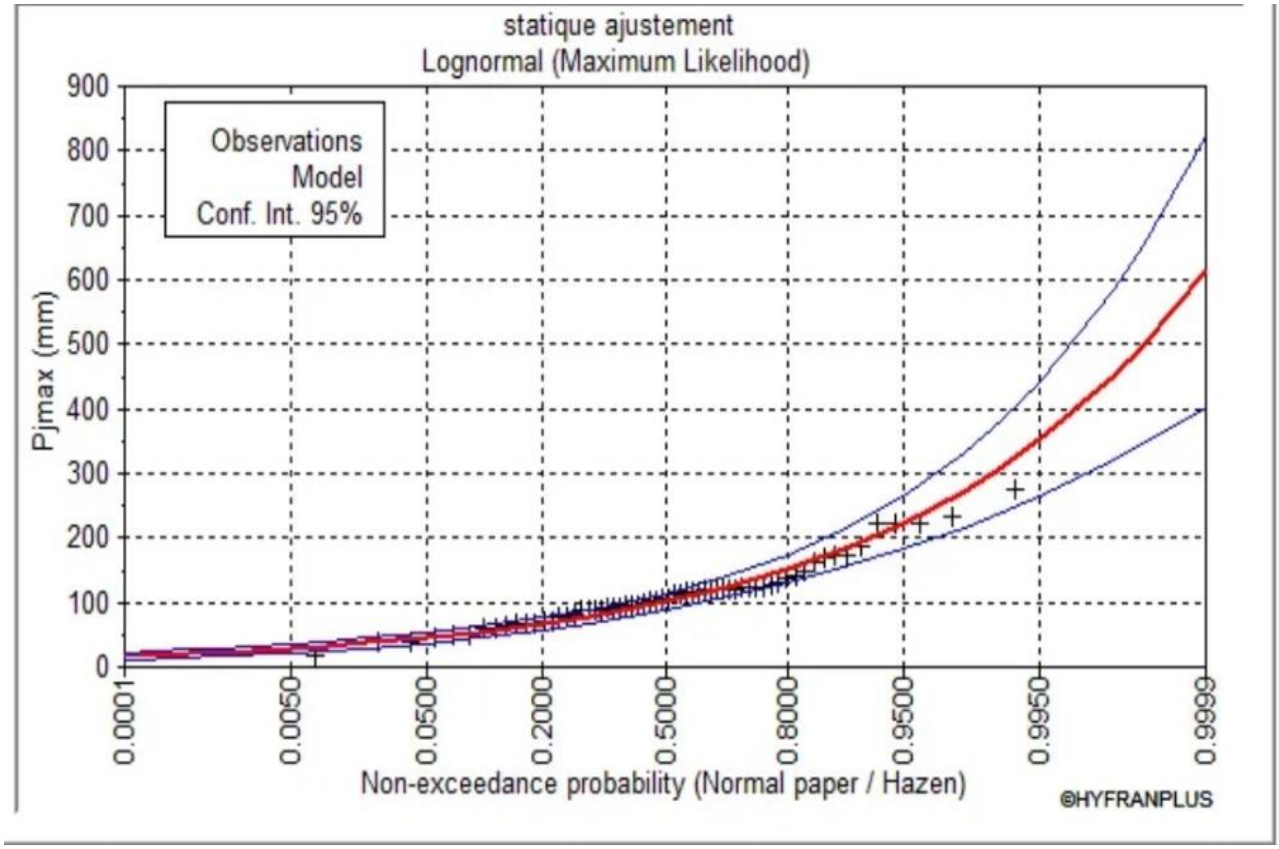


Figure III.19 : Représentation graphique de la loi log-normale

Tableau III.24 : Comparaison des caractéristiques de la loi log-normale et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	13.3
Maximum	Aucun	48.2
Moyenne	24.8	24.8
Ecart-type	7.98	8.27
Médiane	23.6	23.4
Coefficient de variation (Cv)	0.321	0.333
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.997	1.13
Coefficient d'aplatissement (Ck)	4.82	3.86

Tableau III.25 : Les apports de différentes fréquences

Période de retour		5/4	10	20	50	100	1000
Fréquence P (%)	95	80	10	5	2	1	0,1
variable de Gauss	-1.64308	-0,84145	1,28229	1,64308	2,05046	2,32723	3,15954
Apport (Mm^3)	65.31	82.95	181,70	213.65	256,94	291,44	423,41

III.4.3.3 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 95% :

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelledes précipitations ; on a : $\mathbf{A_{95\%}= 65.31\ Mm^3}$

Une probabilité de 95% car le barrage destiné à l'AEP et le transfert à BENI HAROUN.

Tableau III.26 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 95%

	Septembre	octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	
Apport (%)	0.61	3.21	10.09	18.90	16.68	16.70	18.50	10.95	2.62	0.93	0.61	0.20	100.00
A(Hm)	0.40	2.10	6.59	12.34	10.89	10.91	12.08	7.15	1.71	0.61	0.40	0.13	65.31

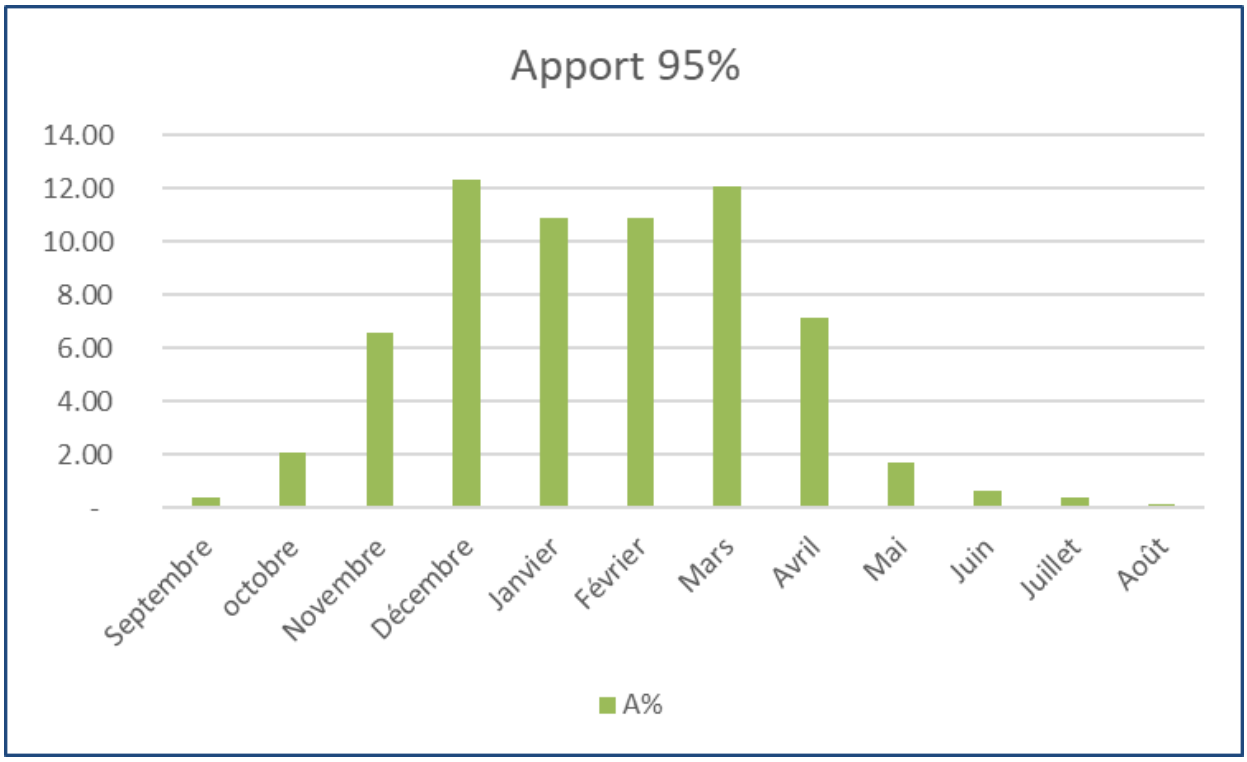


Figure III.20 : Répartition mensuelle de l'apport moyen a 95%(source ANRH(1972-2001))

III.4.4 Apport solide et estimation du volume mort :

L'estimation de l'envasement (tranche morte) est indispensable pour un dimensionnement et harmonieux de l'ouvrage ; une évaluation correcte de sa durée de vie et une définition rationnelle des modes de gestion et d'exploitation.
Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde phase de l'érosion.
La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par l'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de granulométrie
L'eau trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu'elle subit. Le champ d'exploitation de vitesse varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval.
L'eau met en jeu deux types de mécanismes : le charriage et la suspension qui sont les principaux types de transport solide.
La capacité de charriage est liée à la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l'espace avec le débit liquide.
La répartition entre le charriage et la suspension dépend essentiellement de la dimension des matériaux rapportes à la vitesse de l'eau et la turbulence de l'écoulement.
En tout point d'une rivière d'alimentation, le débit solide est défini par les caractéristiques hydrologiques de son bassin versant.
L'absence des mesures sur le transport solide oblige à avoir recours aux méthodes empiriques.

III.4.4.1 Apport solide en suspension

III.4.4.1.1 Volume mort par la formule de TIXERONT :

Le transport solide représente un paramètre très complexe à estimer, Pour cela, et comme estimation nous avons choisi la formule empirique de Tixeront. Elle se base sur la relation établie entre l'écoulement moyen annuel et la perméabilité du bassin versant.

$\boldsymbol{Ta = \alpha(Le)^{0,15}}$ (T/km^2/an) On aura **Ta=817,30 (T/km2/an)**

$\boldsymbol{Qs = \alpha(Le)^{0,15} * S}$ = 320709.9m3/s

Ta : Taux d'abrasion (T/km^2/an)
α : Caractéristique de la perméabilité déterminée selon les conditions d'infiltration du bassin versant.
α =350 pour perméabilité faible a moyenne
Le : Lame d'eau écoulé égale à Le= 285.39 mm
γ_s : Poids spécifique des sédiments (1,4 t/m3).
Q_S : Débit solide en (tonne/an).
S: Surface du bassin versant =392.48 (km2).

Tableau III.27 : Déférentes valeurs de « α »

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

Le volume mort est exprimé comme suit :

$$Vm = (1.05 \div 1.1)\frac{Q_S * T}{\gamma s}$$

Vm= 12.599 Mm3

III.4.4.1.2 Formule de Saidi

$Es = 19. M_0^{1,246} . Ce^{-0,885}$ Avec :

M_0 : Module de l'écoulement spécifique (l/s/km^2)

M0 = 9.05 l/s/Km2.

Ce : Coefficient de l'écoulement.

Ce = 0.32

S : surface du BV (km2)

T : temps d'exploitation (T = 50 ans).

γs : Poids spécifique des sédiments (1,4 t/m3).

A.N : **Es = 810.36**

$$Vm = \frac{E_S * S * T}{\gamma s}$$

$$\mathbf{Vm = 11.36\ Mm3}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.28 : Les valeurs du volume mort en suspension.

Formule	Erosion spécifique (t/km^2/an)	Volume mort (Mm^3)
TIXERONT	817.30	12.6
SAIDI	810.36	11.36

La valeur moyenne est de Vm= 12 Mm^3

Dans cette étude, a eu recours à des méthodes empiriques comme la formule de TIXERONT et la formule de SAIDI.

Le volume mort a été estimé à 12.6 millions de m3 , pour une période d'exploitation de 50 ans, avec un poids spécifique de 1,4 t/m3.

On prend la valeur de TIXERONT elle a été mise au point à partir de mesures faites dans les oueds algériens et tunisiens et la plus proche de la moyenne .

III.4.4.2 Transport solide par charriage

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

Donc le transport solide par charriage =12.6 Mm^3

Alors :

Vm charriage=15%∗Vm=0,15∗12.6

Vm charriage=1.9Mm3

Donc le volume mort durant 50 ans de vie du barrage de Boussiaba sera estimé à 14.5**Mm^3.**

Vm=14.5Mm3

III.5 Etude des crues :

Le but de cette partie est de déterminer les hydrogrammes de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxima probables correspondants.

La détermination de ces hydrogrammes de crues probables ne reste pas sans difficultés quant au choix de la méthode utilisée surtout en absence de données.

Pour ce fait, des formules empiriques ont été développées pour l'estimation des débits maximums probables, et on procédera pour la construction des hydrogrammes de crues par la méthode des isochrones ou la méthode de l'hydrogramme synthétique

Les paramètres définissants une crue est :

1- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

2- Le volume de la crue.

3- La forme de la crue (Hydrogramme de crues).

4- Le temps de base.

III.5.1 Détermination des débits maximaux fréquentiels par les formules empiriques :

III.5.1.1 Formule de MALLET-GAUTHIER :

On a : $Q_{max,p\%} = 2.K.\log(1+20P_0).\frac{\sqrt{S}}{L}.\sqrt{1+4logT-logS}$

$Q_{maxP\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s).P_{moy} : Pluie moyenne interannuelle (m).

S : Superficie du bassin versant (Km^2). L : Longueur du talweg principal (Km).

K : Constante dépendant des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin :

$3 < K < 4$ On prend K = 3,5.

T : Période de retour (an).

Tableau III.29 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour.

Période de retour[An]	10	20	50	100	1000	10000
$Q_{maxP\%}$ [m^3/s]	**873,03**	**1069,39**	**1283,66**	**1424,5**	**1815,56**	**2136,18**

III.5.1.2 Formule de POSSENTI :

On a

$$Q_{p\%} = \frac{\mu . P_{maxJ\%} . S}{L_P}$$

$P_{maxp\%}$: Pluie maximale Journalière correspondante à la Période de retour donnée (m)
μ : Coefficient compris entre 700 – 800 ; On prend μ = 750.
L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km).

Tableau III.30 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour.

Période de retour [An]	10	20	50	100	1000	10000
$Q_{maxP\%}$ [m^3/s]	826,66	963,18	1137,61	1266,54	1698,83	2131,12

III.5.1.3 Formule de TURRAZA :

On a :

$$Q_{max\ p\%} = \frac{C . I_{tc}}{3.6} S$$

S : Superficie du bassin versant (Km^2).
C : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.

I_{tc} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée (mm/h).

Des études effectuées à l'A.N.R.H montrent qu'on adopte pour Cr les valeurs données dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.31 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour.

Fréquence (%)	10	5	2	1	0,1	0,01
C	**0,6**	**0,65**	**0,68**	**0,70**	**0,80**	**0,9**
I_{tc}	6,76	9,31	10,36	11,41	13,90	16,1
$Q_{maxP\%}$ [m^3/s]	**442,19**	**659,75**	**700,27**	**870,76**	**1212,33**	**1579,73**

a) Formule de SOKOLOVSKY :

$$Q_{max\ p\%} = \frac{0.28(C . P_{tc} - H_0)\alpha . F . S}{T_m}$$

P_{tc} : Précipitation de probabilité P% correspondant à un temps t_c, en mm

Tm= T_c: temps de concentration.

F : Coefficient de forme de la crue : F = 12 / (4+3.γ) =0,83

H_0 : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie H_0 =14 mm

Pour S < 50 Km^2.γ = 2.

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

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

On prend : γ = 2,5. D'où : **F = 0,83**

S : Superficie du bassin (Km^2).

α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée .

Tableau III.32 : Débits maximal des crues de différentes périodes de retour.

Périodede retour [an]	**10**	**20**	**50**	**100**	**1000**	**10000**
Pct [mm]	78,71	108,31	120,59	132,861	153,8	
α	**0.6**	**0,65**	**0,68**	**0,7**	**0,8**	**0,9**
$Q_{maxp\%}$ [m^3/s]	**304,24**	**480,37**	**567,97**	**651,98**	**876,39**	**1101,39**

Tableau III.33 : Récapitulatif des débits maximaux de crue.

Méthodes	***Périodede retour (ans)***					
	10	**20**	**50**	**100**	***1000***	***10000***
Formule de MALLET-GAUTHIER	**873,03**	**1069,39**	**1283,66**	**1424,5**	**1815,56**	**2136,18**
Formule de POSSENTI	**826,66**	**963,18**	**1137,61**	**1266,54**	**1698,83**	**2131,12**
Formule de TURRAZA	**135,63**	**172,59**	**219,99**	**284,68**	**435,87**	***625,88***
Formule de SOKOLOVSKY	**304,24**	**480,37**	**567,97**	**651,98**	**876,39**	**1101,39**
moy	534.89	671.383	802.31	906.925	1206.66	1498.64

Commentaire :

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont celle de Sokolovsky, car du fait que cette méthode est la plus proche de la moyenne et c'est une formule qui est d'usage très répondue chez les hydrologues du Nord d'Afrique, celle-ci tient compte de plusieurs paramètres caractérisant le bassin versant (la pluie fréquentielle qui correspond au temps de concentration, perte d'eau initiale, le coefficient de ruissellement, la surface du bassin versant, la forme de la crue et du temps de montée de la crue) et on choisit les résultats de la formule de Sokolovsky car dans l'étude de l'hydrogramme de crue on utilise la méthode de Sokolovsky, on aura des résultats plus fiables.

III.5.2 Détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthode deSokolovsky :

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, pour tracé l'hydrogramme de crue, nous sommes tenus de suivre la méthode de Sokolovsky qui le divise en deux parties non symétriques, calculé à partir des temps de montée et de la décrue.

La Méthode de Sokolovski assimile l'hydrogramme de crues à deux équations paraboliques, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue

a) Pour le temps de montée :

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

b) Pour le temps de décrue :

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

Avec :

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

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

Q_d : débit instantané de la décrue (m^3/s) ;

Tm=Tc : Temps de montée de la crue en heures.

t_d : temps de la décrue en heures ;

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

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

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

Où δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue (δ=3.5 ; voir le TableauIII.34) ;

t_d =3. 11,64 =34,92 heures :

$T_{Crue}=t_m + t_d$ =46.56 heurs

Tableau III.34 : 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 etfaiblement perméables.	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eauavec 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 hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour sont données par le tableau III.35et la Figure III.21.

Tableau III.35 : Les hydrogramme de crues

Temps	période de retour					
	10	20	50	100	1000	10000
0	0	0	0	0	0	0
2	8.98	14.18	16.77	19.25	25.87	32.52
4	35.93	56.73	67.07	76.99	103.49	130.06
6	80.84	127.64	150.91	173.23	232.86	292.64
8	143.71	226.91	268.29	307.97	413.97	520.25
10	224.55	354.54	419.20	481.20	646.83	812.90
11.64	304.24	480.37	567.97	651.98	876.39	1 101.39
12	294.93	465.67	550.58	632.02	849.56	1 067.68
14	246.63	389.41	460.42	528.52	710.44	892.84
16	203.92	321.97	380.68	436.99	587.40	738.21
18	166.44	262.80	310.73	356.69	479.46	602.55
20	133.87	211.37	249.91	286.88	385.62	484.62
22	105.85	167.12	197.60	226.83	304.90	383.18
24	82.04	129.53	153.15	175.80	236.32	296.99
26	62.10	98.04	115.92	133.07	178.87	224.80
28	45.68	72.13	85.28	97.89	131.59	165.37
30	32.45	51.23	60.57	69.53	93.47	117.46
32	22.05	34.82	41.17	47.26	63.53	79.84
34	14.16	22.35	26.43	30.34	40.78	51.25
36	8.41	13.28	15.71	18.03	24.24	30.46
37	6.24	9.86	11.65	13.38	17.98	22.60
38	4.48	7.08	8.37	9.60	12.91	16.22
40	2.02	3.18	3.77	4.32	5.81	7.30
42	0.68	1.07	1.26	1.45	1.95	2.45
44	0.12	0.19	0.22	0.26	0.35	0.43
46.56	-	-	-	-	-	-

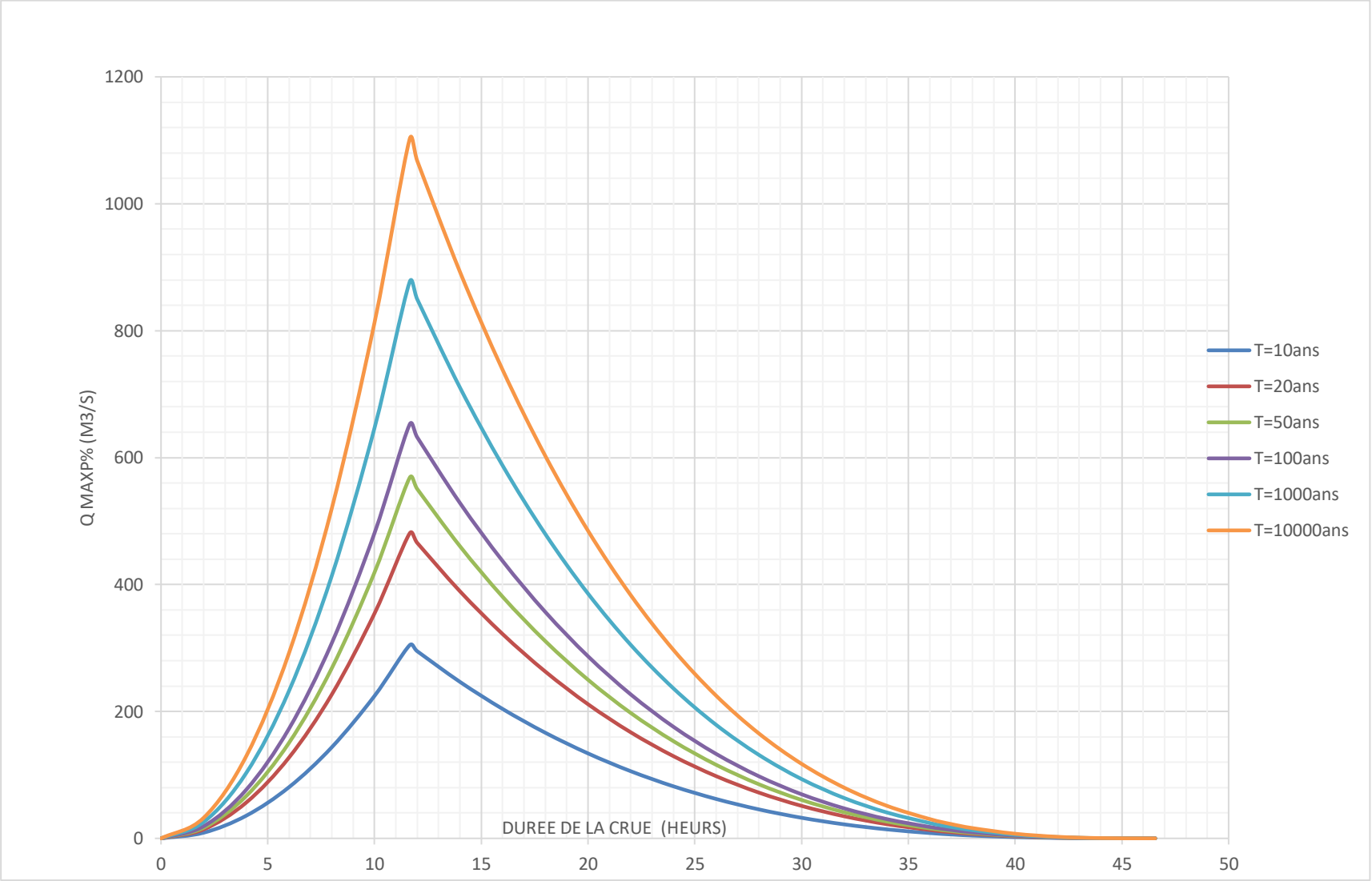


Figure III.21 : Hydrogrammes de crues probables

III.5.3 Choix de la crue de projet :

Elle est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer sans dommages graves à l'aval. 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 environnement.

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

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

Tableau III.36 : 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

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont un peut compliquées, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval est moyennement élevé (site un peu éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement important).

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0,1% (T = 1000 Ans) en vérifiant le comportement de l'ouvrage pour la période de retour de 1000 ans.

D'où $Q_{0.1\%} = 876{,}39 m^3/s$

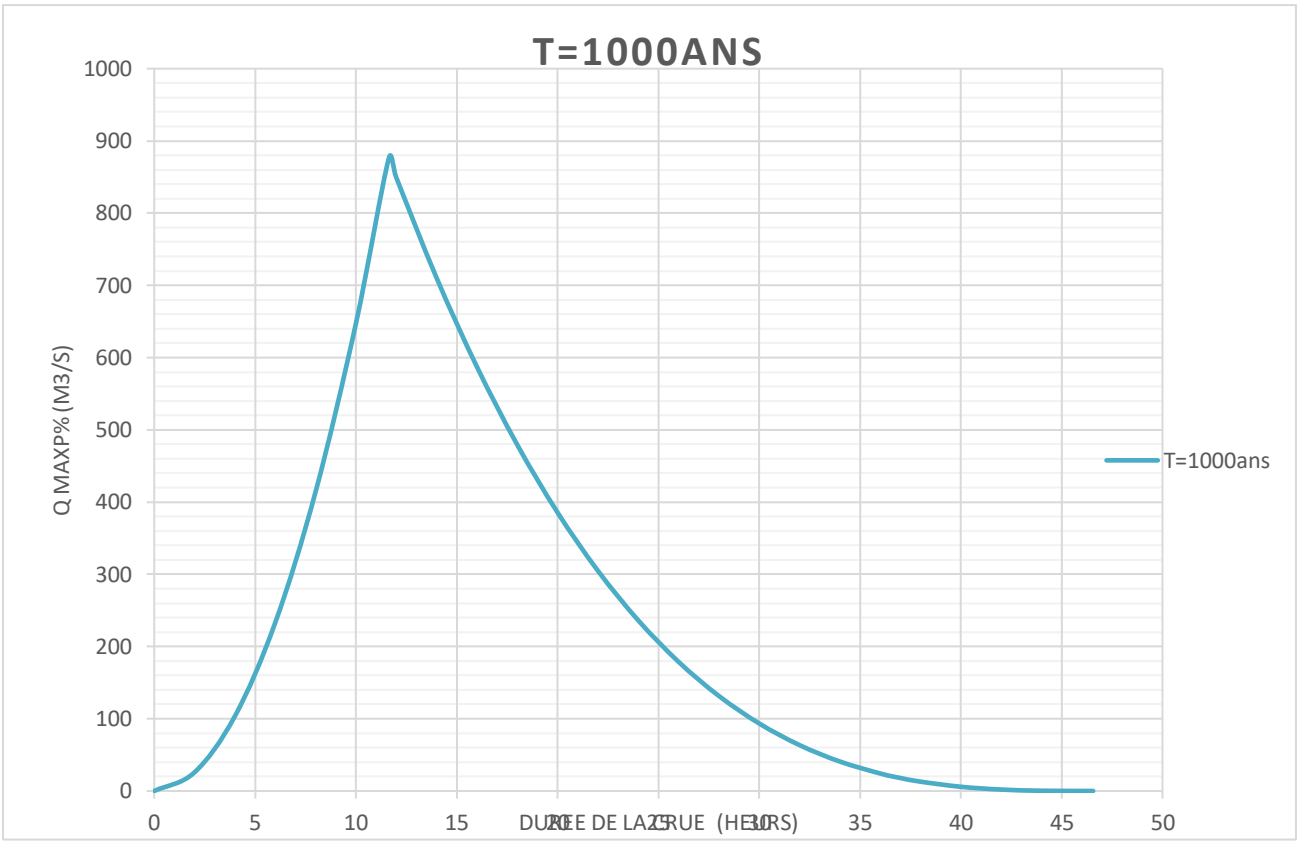


Figure III.22 : L'Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 1000 ans

III.6 Régularisation de l'écoulement :

La régularisation de l'écoulement fluvial est la répartition de celui-ci dans le temps d'une façon régulière pour compenser les déficits de la demande. On distingue la régularisation annuelle (saisonnière) quand l'écoulement annuel d'une fréquence donnée peut couvrir la demande en eau durant une année et aussi les pertes d'eau du barrage. Ce type de régularisation permet de déterminer une restitution en eau optimale qui est destinée à satisfaire des besoins limités. Si l'écoulement annuel d'une fréquence donnée est inférieure à la somme de la demande exigée et des pertes d'eau, il devient impératif de faire appel à la régularisation interannuelle, c'est à dire pour satisfaire les besoins d'une année quelconque, il faut prendre une partie de l'écoulement des années précédentes déjà stockées dans le volume interannuel.

Les calculs de la régularisation annuelle sont fondés sur le bilan hydrique du barrage pour des intervalles de temps mensuels et sous forme de différents scénarios permettant de choisir le volume du barrage le plus grand de point de vu capacité. Les données topographiques, géologiques, climatiques, hydrologiques ainsi que les restitutions garanties sont les outils de base pour les calculs. Le choix de la garantie de calcul est établi en fonction des écarts relatifs dus aux facteurs intervenants sur le produit final alimenté en eau à partir du barrage. Pour chaque domaine d'activité on recommande une valeur probable de cette garantie

Pour ce faire ce type de régularisation, on utilise la méthode du bilan d'eau, elle nécessite la connaissance des données de base telles que :

- les répartitions mensuelles des apports, d'évaporation sur la retenue et les pertes par infiltration.
- la courbe (Hauteur-Capacité-Surface) du plan d'eau provenant de dépouillement dela carte topographique de la cuvette.
- les besoins en eau des utilisateurs.

III.6.1 Courbes caractéristiques de la retenue (hauteurs, capacités, surfaces, côtes) :

Si on suppose que notre cuvette est comprise entre une côte minimale de 41 m et une côte maximale de 86 m.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H$$

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

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

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

ΔV_i: Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m^3)Le Tableau III.26 donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

- courbe capacité-hauteur H=f (V)
- courbe surface-hauteur. H=f(S)
- courbe capacite-cote c=f(v)
- courbe surface-cote c=f(s)

Tableau III.37 : Caractéristiques topographiques de la retenue

Surface (Km^2)	Volume (Hm^3)	Cote **(m NGA)**	Hauteur(m)
0,0152514	0	41	0
0,15504277	0,02693297	42	1
0,28856685	0,23043568	43	2
0,4521947	0,5637331	44	3
0,58014306	1,07166011	45	4
0,69515026	1,68129678	46	5
0,82497438	2,42508443	47	6
0,92750435	3,28984531	48	7
1,05975583	4,24433831	49	8
1,23493197	5,34837637	50	9
1,48943098	6,63720645	51	10
1,67418911	8,20268684	52	11
1,82468214	9,93595947	53	12
1,96159212	11,816524	54	13
2,1047141	13,829119	55	14
2,28853056	15,983527	56	15
2,53096675	18,3717231	57	16
2,80565495	20,9964979	58	17
3,04052743	23,8930534	59	18
3,28562089	27,0285752	60	19
3,57502462	30,4407753	61	20
3,84533469	34,100668	62	21

4,10875478	38,0602241	63	22
4,40043778	42,2956617	64	23
4,70618582	46,8176111	65	24
5,02478549	51,6406953	66	25
5,33453895	56,8071166	67	26
5,66728136	62,2574481	68	27
6,00076273	68,0659409	69	28
6,3593968	74,2132935	70	29
6,72734358	80,7306108	71	30
7,06128934	87,611608	72	31
7,40501998	94,8274371	73	32
7,76705874	102,386825	74	33
8,09660354	110,315614	75	34
8,4548279	118,534562	76	35
8,85218157	127,139571	77	36
9,24869399	136,160657	78	37
9,67922519	145,593589	79	38
10,0505922	155,45597	80	39
10,4561714	165,684233	81	40
10,8067131	176,290181	82	41
11,1716735	187,250918	83	42
11,6445298	198,611167	84	43
12,1446377	210,463839	85	44
12,6488252	222,841633	86	45
13,2046805	235,703708	87	46
13,7856383	249,1499	88	47
14,3327402	263,153558	89	48
14,8878678	277,717035	90	49
15,5092085	292,842831	91	50
16,1366756	308,615686	92	51
16,791514	325,039727	93	52
17,390536	342,092502	94	53
18,0434697	359,766326	95	54
18,6952852	378,099766	96	55
19,3550733	397,08405	97	56
20,0315927	416,741699	98	57
20,6961111	437,064413	99	58
21,3975041	458,066516	100	59
22,1075375	479,785686	101	60
22,9112689	502,182449	102	61
23,6576682	525,424296	103	62
24,3907798	549,379817	104	63

25,0989464	574,075736	105	64
25,8534185	599,501242	106	65
26,6082946	625,703836	107	66
27,3794598	652,67196	108	67
28,1659042	680,39197	109	68
28,91995	708,882111	110	69
29,6821845	738,162728	111	70
30,4627442	768,180202	112	71
31,2014998	798,960244	113	72
31,9030551	830,479852	114	73
32,6124011	862,701015	115	74
33,3388516	895,649982	116	75
34,2063502	929,323022	117	76
34,9624734	963,874415	118	77
35,6856878	999,181077	119	78
36,3673815	1035,20592	120	79
37,0441381	1071,8808	121	80
37,6962092	1109,21184	122	81
38,3389165	1147,244	123	82
39,0066897	1185,86488	124	83
39,6917479	1225,1822	125	84
40,3771468	1265,20009	126	85
41,0430632	1305,87024	127	86

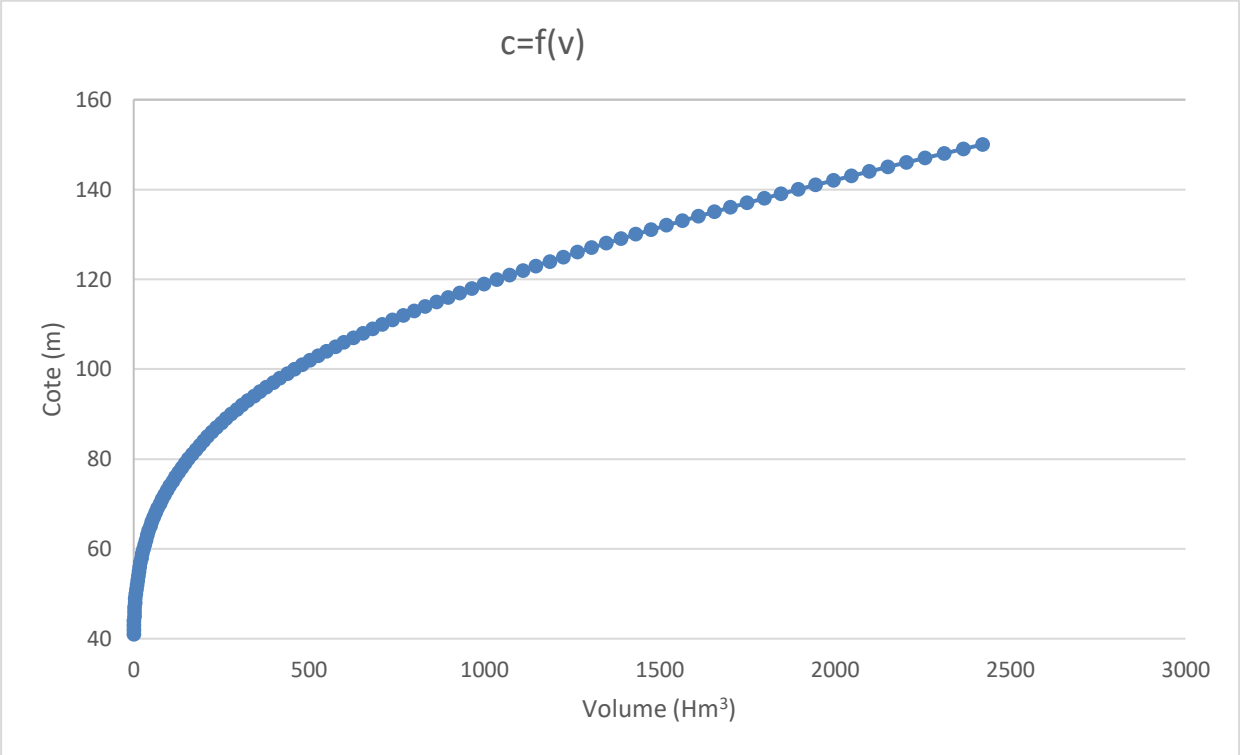


Figure III.23 : Courbe capacité-cote

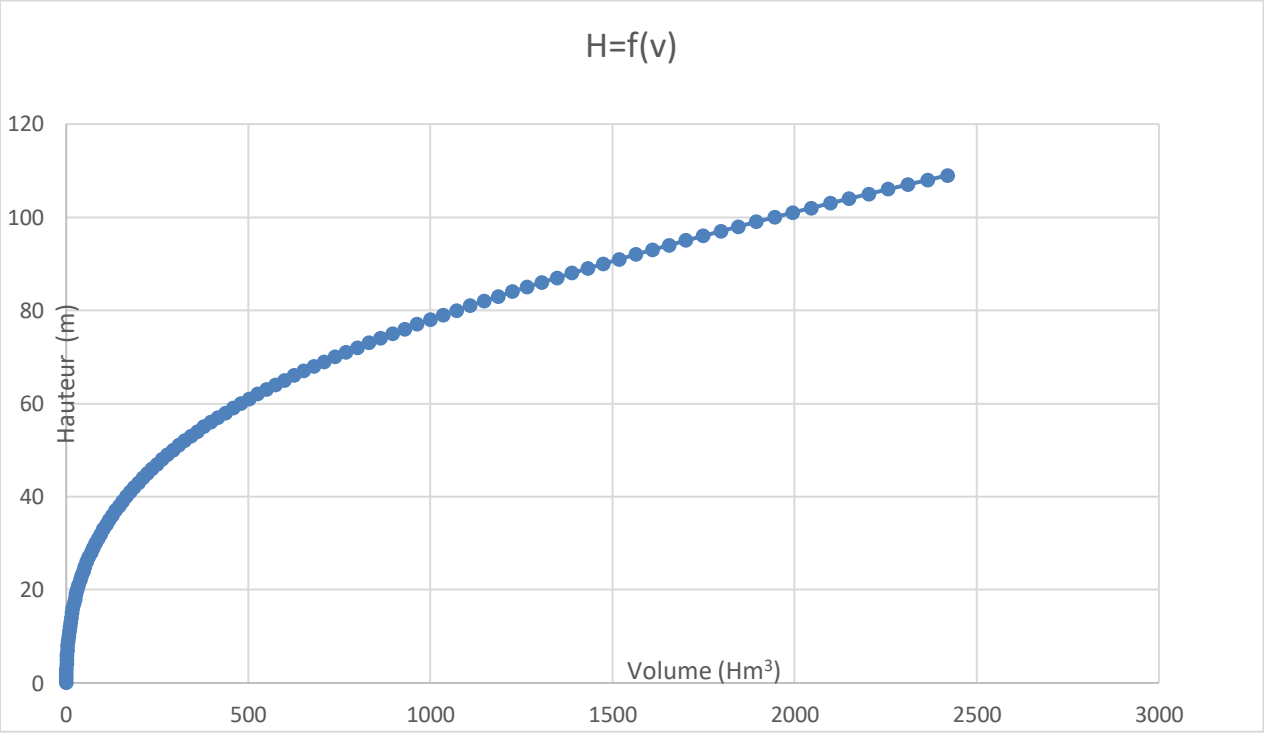


Figure III.24 : Courbe capacité-hauteur

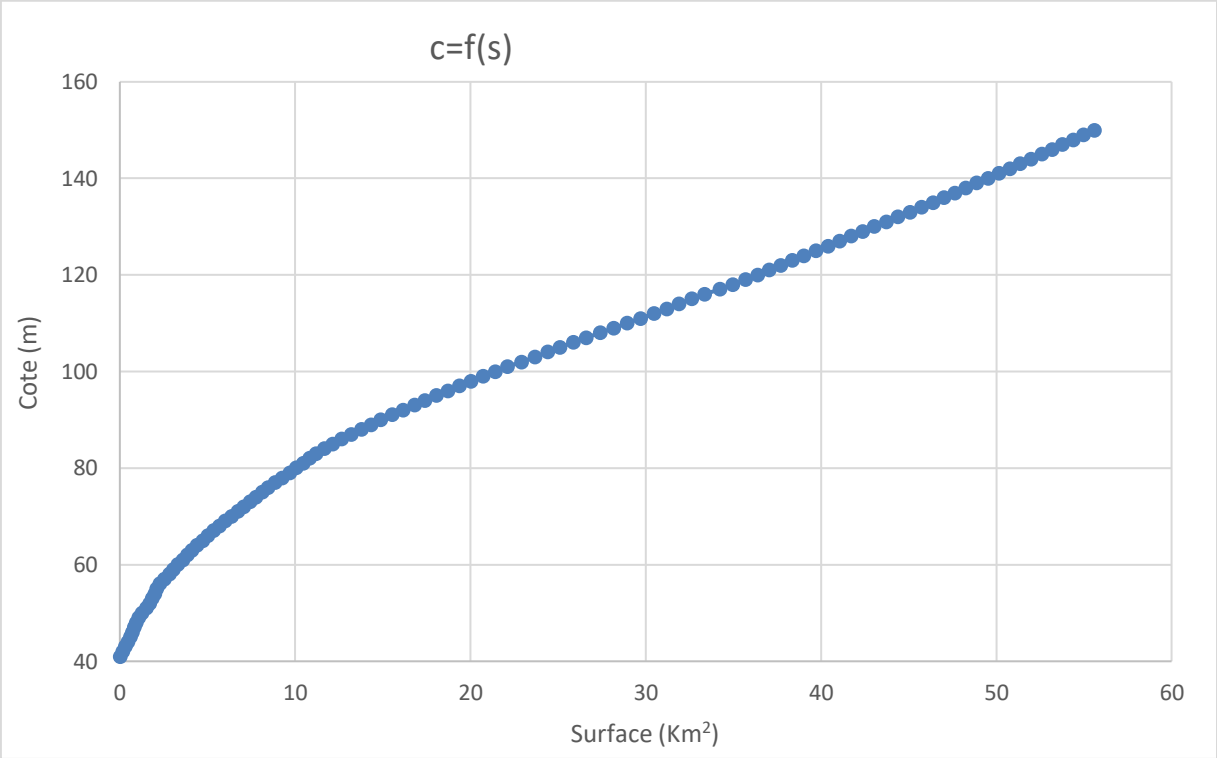


Figure III.25 : Courbe surface-cote

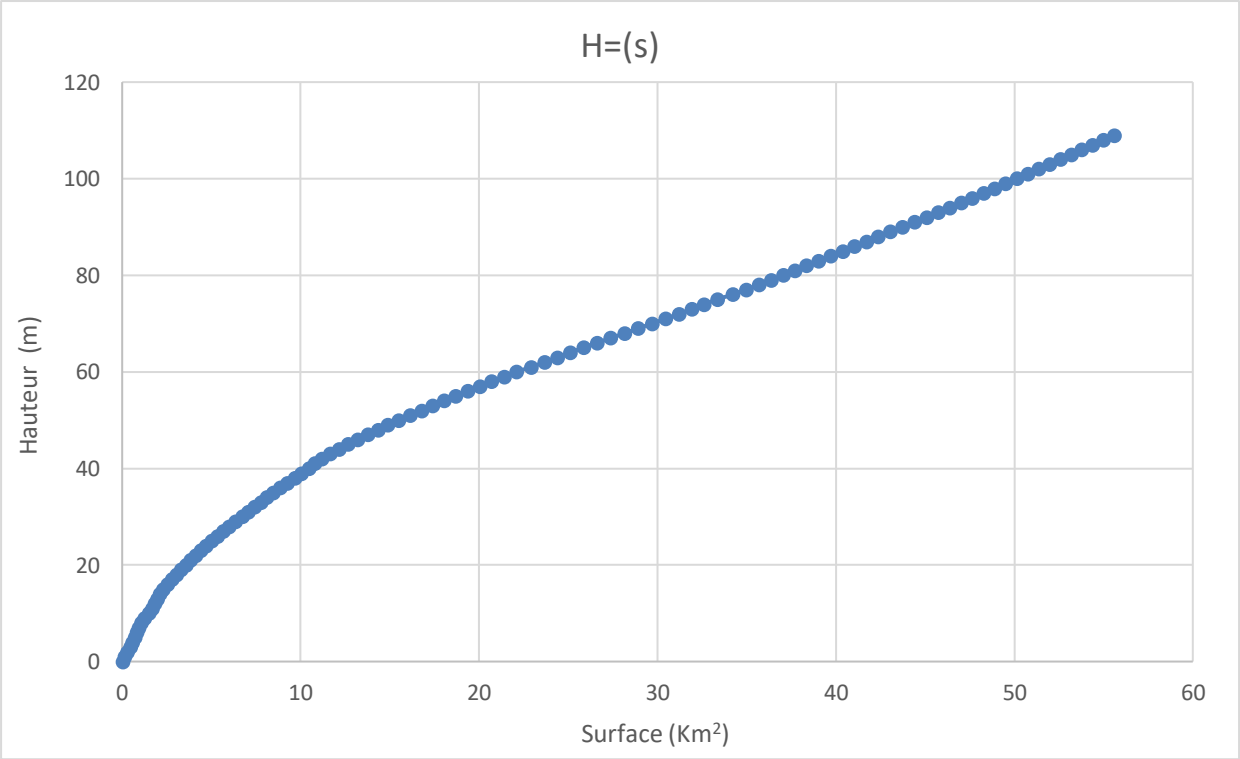


Figure III.26 : Courbe surface-hauteur

III.6.2 Détermination de la garantie de la restitution :

Les barrages qui sont destinées pour L'AEP dont la garantie de restitution est généralement prise égale à P = 95% qui répond à une marge des risques pondérés qui sont liés à un ou plusieurs facteurs influent directement ou indirectement. Dans notre cas le barrage de BOUSSIABA comme but la réalisation d'un stock d'eau pour l'AEP des localités en amont a savoir les communes : el Milia ; et pour le transfert de béni Haroun

Détermination des besoins :

La restitution est la quantité d'eau qu'on doit garantir pour satisfaire les besoins en eau d'un secteur utilisateur donné. Dans notre cas, il s'agit des besoins en eau pour l'AEP et les besoins pour le transfère régulière a béni Haroun.

Tableau III.38 : Les besoins mensuels pour Le Transfère à Beni Haroun AEP El Milia

	septembre	octobre	novembre	décembre	janvier	février	mars	avril	mai	juin	juillet	août	Total	
%	8.65	7.65	6.7	6.7	7.85	6.06	10.01	9.45	9.34	9.11	9.17	9.31	100	AEP El Milia
Volume	0.952	0.842	0.737	0.737	0.864	0.667	1.101	1.04	1.027	1.002	1.009	1.024	11	
%	8.33	8.33	8.33	8.33	8.33	8.33	8.33	8.33	8.33	8.33	8.33	8.33	100	Béni Haroun
Volume	4.025	4.025	4.025	4.025	4.025	4.025	4.025	4.025	4.025	4.025	4.025	4.025	48.3	
Volume total	4.98	4.87	4.76	4.76	4.89	4.69	5.13	5.06	5.05	5.03	5.03	5.05	59.3	

L'ANB prévoit de transférer 69 hm^3 d'eau par an vers le barrage de Beni Haroun et de destiner 11 hm^3 an à la consommation locale de l AEP. Et pour la régularisation saisonnière on peut transfères a béni Haroun48.3 seulement 70% de 69Hm3.

III.6.3 Régularisation saisonnière pour Calcul du volume utile :

Pour calculer le volume utile de la retenue on a besoin de :

- L'apport annuel $A_{95\%}$.
-La consommation $U_{95\%}$.
- 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.

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

Tableau III.39 : Le volume utile de la retenue

n°	mois	W Apport 95%	U demande	W-U	
1	novembre	6.59	4.76	1.83	
2	décembre	12.34	4.76	7.58	
3	janvier	10.89	4.89	6.01	
4	février	10.91	4.69	6.22	
5	mars	12.08	5.13	6.96	
6	avril	7.15	5.06	2.09	30.68
7	mai	1.71	5.05	-3.34	
8	juin	0.61	5.03	-4.42	
9	juillet	0.40	5.03	-4.64	
10	août	0.13	5.05	-4.92	
11	septembre	0.40	4.98	-4.58	
12	octobre	2.10	4.87	-2.77	-24.66
Total		**65.31**	**59.30**		

Vs = 29.12 Mm^3.

Vd = 25.04 Mm^3. Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

Vs > Vd **D'ou** : Vu = Vd **Alors :** **Vu =24.66 Mm^3.**

Le volume de la retenue normale sera : **V_{NNR} = Vu + Vm**

Vm=14.5Mm3

Vu =24.66 Mm3

D'où : **V_{NNR}= 39.16Mm^3**

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 dedeux :

- **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 se 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 fond. Remplir et ensuite restituer au consommateur.

III.6.3.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

D'où :

Le niveau du volume mort NVM correspond à Vm = **14.5Mm3**

Le volume au niveau normal de la retenue NNR correspond à V_{NNR} = **39.16Mm3**

Vrf = Vri+ (A-U)

Avec :

Vrf = Volume de remplissage final. Vri = Volume de remplissage initial.S = Volume excédentaire à évacuer.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau III.39.

III.6.3.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :

Les pertes dans la retenue sont deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

a- Pertes par évaporation :

ETP moyenne annuelle pour BOUSSIABA = 1290 mm

Tableau III.40 : Evaporation mensuelle

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Jan.	Fév.	Mars.	Av.	Mai.	Juin.	Juill.	Août.	Année
Evaporation ETP [mm]	60	30	40	53	88	119	147	171	191	175	131	85	**1290**

Source : ANRH

On a: $V_{ép} = E_v . S_{moy}$

Avec: E_v: Evaporation mensuelle (mm)

S : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen."S_{moy}" : Tirée de la courbe (capacité- hauteur).

b- Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$Vinf = \frac{\delta . Vmoy}{100}$$

Avec δ : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.Les valeurs de ce coefficient sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.41 : valeurs de coefficient δ d'infiltration

Conditions hydrogéologiques	Hauteur d'infiltrationPendant 1 an (cm).	*% du volume moyenne*	
		Année	*Mois*
Sol à faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	*0,5 à 1,0*
Sol à perméabilité moyenne	50à 100	10 à 20	*1,0 à 1,5*
Sol à forte perméabilité	*>100 à 200*	*>20 à 40*	*>1,5 à 3,0*

Dans notre cas, on a un sol peu perméable (sol à faible a moyenne perméabilité) alors on opte pour, δ=1. Le calcul des pertes est représenté dans le tableau III.42 suivant :

Tableau III.42 : Les volumes des pertes dans la retenue

mois	Apport 95%	Vmoy (Mm3)	Smoy (km2)	E s(mm)	Vep (m3)	Vinf(Mm3)	Perte totale (Mm3)
novembre	6.59	4.343	0.88	60	0.05	0.07	0.12
décembre	12.34	9.467	1.93	30	0.06	0.12	0.18
janvier	10.89	11.619	2.38	40	0.10	0.11	0.20
février	10.91	10.901	2.23	53	0.12	0.11	0.23
mars	12.08	11.495	2.35	88	0.21	0.12	0.33
avril	7.15	9.617	1.98	119	0.24	0.07	0.31
mai	1.71	4.432	0.91	147	0.13	0.02	0.15
juin	0.61	1.159	0.42	171	0.07	0.01	0.08
juillet	0.40	0.503	0.18	191	0.03	0.00	0.04
août	0.13	0.265	0.09	175	0.02	0.00	0.02
septembre	0.40	0.265	0.09	131	0.01	0.00	0.02
octobre	2.10	1.247	0.44	85	0.04	0.02	0.06
Total	65.31			1290	1.07	0.65	1.72

Tableau III.43 : Le volume utile de la retenue (en tenant compte des pertes)

n°	mois	Apport 95%	demande	Pertes (Mm3)	A-(u+p)Mm3	
1	novembre	6.59	4.76	0.12	1.71	29.31
2	décembre	12.34	4.76	0.18	7.40	
3	janvier	10.89	4.89	0.20	5.80	
4	février	10.91	4.69	0.23	5.99	
5	mars	12.08	5.13	0.33	6.63	
6	avril	7.15	5.06	0.31	1.78	
7	mai	1.71	5.05	0.15	-3.49	-25.02
8	juin	0.61	5.03	0.08	-4.50	
9	juillet	0.40	5.03	0.04	-4.67	
10	août	0.13	5.05	0.02	-4.94	
11	septembre	0.40	4.98	0.02	-4.59	
12	octobre	2.10	4.87	0.06	-2.83	
Total		65.31	59.30	1.72		

D'après le Tableau on a :

V's =29.31 Mm^3. **V'd = 25.02 Mm^3.**

D'ou : V'u = V'd **Alors : V'_u =25.02Mm^3**

Le niveau du volume mort NVM correspond à Vm = 14.5Mm3

D'où : VNNR= 39.16Mm3

Le volume de la retenue normale sera : **V'_{NNR} = 39.52Mm^3**

Estimation de l'erreur :

On a :

$$\zeta = \frac{V'u - Vu}{V'u} .100 \quad ; \quad \zeta < 1\%$$

Donc on admet le volume utile : Vu = 25.02 Mm^3

- Le volume normal de la retenue est : V'NNR = 39.52Mm3

Tableau III.44 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	W 95% Mm3	U95% Mm3	W-U95% Mm3	1ère Consigne			2ème Consigne		
				Vri Mm3	Vrf Mm3	S Mm3	Vri Mm3	Vrf Mm3	S Mm3
Novembre	6.59	4.76	1.83	11.46	11.46		11.46	11.46	
Décembre	12.34	4.76	7.58	13.29	13.29	0	3.16	11.46	8.3
Janvier	10.89	4.89	6.01	20.87	20.87	0	4.99	11.46	6.47
Février	10.91	4.69	6.22	26.88	26.88	0	12.57	12.57	0
Mars	12.08	5.13	6.96	33.1	33.1	0	18.58	18.58	0
Avril	7.15	5.06	2.09	40.06	36.12	3.94	24.8	24.8	0
Mai	1.71	5.05	-3.34	42.15	36.12	6.03	31.76	31.76	0
Juin	0.61	5.03	-4.42	38.81	36.12	2.27	33.85	33.85	0
Juillet	0.4	5.03	-4.64	34.39	34.39	0	36.12	36.12	0
Août	0.13	5.05	-4.92	29.75	29.75	0	29.75	29.75	0
Septembre	0.4	4.98	-4.58	24.83	24.83	0	24.83	24.83	0
Octobre	2.1	4.87	-2.77	20.25	20.25	0	20.25	20.25	0
Total	65.31	59.3		17.48	17.48	0	17.48	17.48	0
						12.24			14.77

Tableau III.45 : Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Mois	A95% Mm3	U Mm3	Pertes Mm3	A-(U+P) 95% Mm3	1ère Consigne d'exploitation			2ème Consigne d'exploitation		
					Vri Mm3	Vrf Mm3	S Mm3	Vri Mm3	Vrf Mm3	S Mm3
Septembre	6.59	4.76	0.12	1.71	11.46	11.46		11.46	11.46	
Octobre	12.34	4.76	0.18	7.4	13.17	13.17	0	1.71	11.46	9.75
Novembre	10.89	4.89	0.2	5.8	20.57	20.57	0	3.52	11.46	7.94
Décembre	10.91	4.69	0.23	5.99	26.37	26.37	0	10.92	11.46	0.54
Janvier	12.08	5.13	0.33	6.63	32.36	32.36	0	16.72	16.72	0
Février	7.15	5.06	0.31	1.78	38.99	36.12	2.87	22.71	22.71	0
Mars	1.71	5.05	0.15	-3.49	40.77	36.12	4.65	29.34	29.34	0
Avril	0.61	5.03	0.08	-4.5	37.28	36.12	1.66	31.12	31.12	0
Mai	0.4	5.03	0.04	-4.67	32.78	32.78	0	32.78	32.78	0
Juin	0.13	5.05	0.02	-4.94	28.11	28.11	0	28.11	28.11	0
Juillet	0.4	4.98	0.02	-4.59	23.17	23.17	0	23.17	23.17	0
Aout	2.1	4.87	0.06	-2.83	18.58	18.58	0	18.58	18.58	0
Total	65.31	59.3	**1.72**		15.75	15.75	0	15.75	15.75	0
							9.16			**18.23**

III.6.4 Régularisation par La méthode simplifiée de DINCER (régularisation interannuelle) :

En première approximation, nous avons utilisé la méthode simplifiée de DINCER. Cette méthode approximative détermine les volumes utiles (V_u) d'un barrage pour différents volumes régularisés (V_r).

Avec : $V_u = \frac{Zp^2 Cv^2 \bar{A}}{4(1-\alpha)}$

Vu=55.01 Hm3

$V_r = \alpha \ \bar{A}$

Vr= 97.36 Hm3

Avec Z_p = Variable réduite de Gauss

- Z_p =0,84, P=80% : barrages destinés à l'irrigation
- Z_p =1,64, P=95% : barrages destinés à l'AEP pour notre cas

C_v = Coefficient de variation (déterminé par la formule de PADOUN : $C_v = K \frac{0,93}{M^{0,23}}$

Avec : K : Coefficient de réduction qui est en fonction de la part prise par l'écoulement souterrain dans l'écoulement global. (K = 0,81)

Tableau III.46 : Coefficient de réduction K

Pourcentage de l'écoulement souterrain	0	10	20	30	40	50	60	70
K	1,00	0,81	0,67	0,55	0,45	0,37	0,30	0,25

M : Module spécifique (exprimé en l/s/km^2)

Ā : Apport moyen annuel

α : Taux de régularisé (varié de 0,5 à 0,95)

Le volume régularisé optimal et le volume utile correspondant sont déterminés à partir de la courbe de variation $V_u = f(V_r)$, qui a été établie de manière empirique.

Cette courbe présente une cassure avec un changement brutal de pente. A partir de ce point d'inflexion, une augmentation sensible du volume utile n'entraînera qu'une faible augmentation du $V_{régularisé}$.

Le volume total de la retenue sera déterminé on additionnant au volume utile la garde d'envasement (en considérant une durée de vie de 50 ans).

P=0.95

Zp=1.64

Superficie= 392.48 Km2

Pluie moy annuelle=894.51 mm

Lamme Ecoulée=285.39 mm

A=112.01 Hm3

Module spécifique=9.0497 l/s/km2
K=0.55
PADOUN Cv=0.31
Temps d'opérations=50Années
γ=1.40=t/m3
α=350 pour moyenne à faible perméabilité

Tableau III.47 : Résultats de régularisation interannuelle (méthode de Dincer)

A	Vr=aA	Vu	1/Vu
0.5	56.005	14.392	0.0695
0.55	61.605	15.991	0.0625
0.6	67.206	17.990	0.0556
0.65	72.806	20.560	0.0486
0.7	78.407	23.987	0.0417
0.75	84.007	28.784	0.0347
0.8	89.608	35.980	0.0278
0.85	95.208	47.973	0.0208
0.9	100.809	71.960	0.0139
0.95	106.409	143.920	0.0069

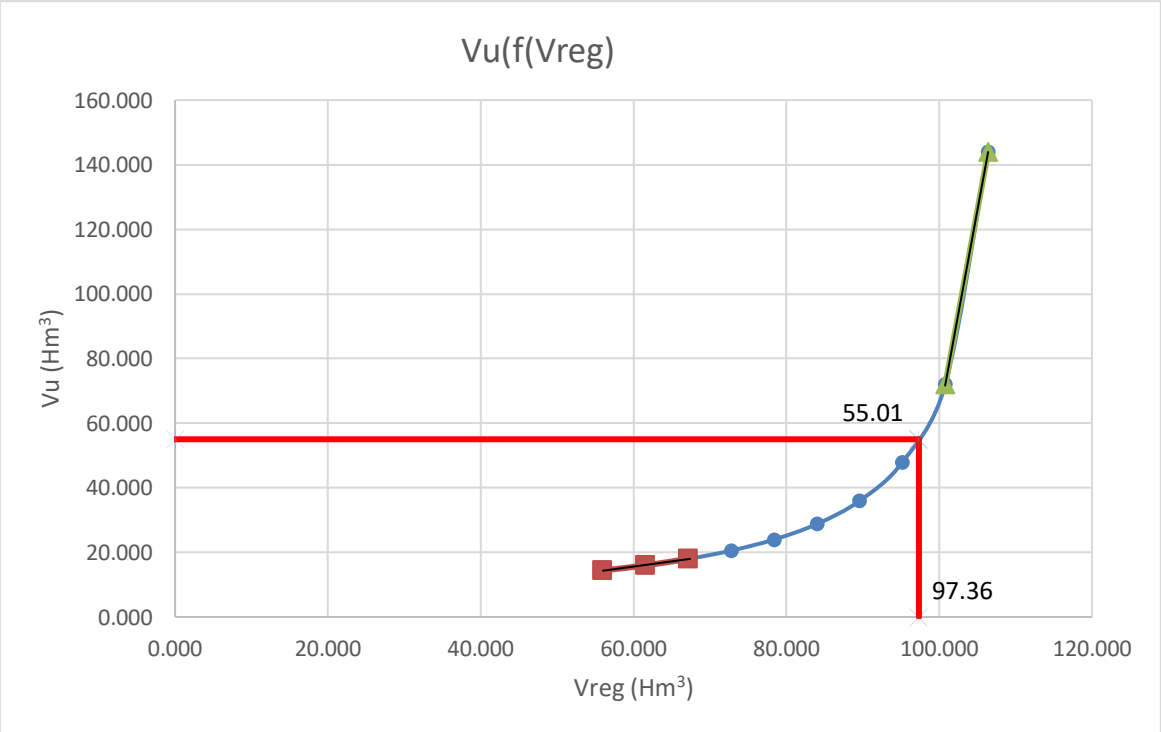


Figure III.27 : Vu en fonction V reg

On tirants le volume régularisé du courbe vu (f(V reg)) point optimal .

Ta= 817.30 t/km2/an
A=0.87 Taux de régularisé
On obtient le volume utile qui calcules par la méthode de Dincer pour garantira 100% de la quantité suffisante du transfert de Béni Haroun 69Hm3.
Sur les 80 hm^3 pompés annuellement, 11 hm^3 seront utilisés pour l'alimentation en eau potable de la région d'El Milia, les 69 hm^3 restant servant à compléter les apports dans la retenue de Beni Haroun.
Les résultats de calcul de la régularisation interannuelle
Le niveau du volume mort NVM correspond à Vm = 11.46 Mm^3
Donc : $V_{régularisé}$ =97.36 Hm3

V_U=55.01Mm^3

V_{NNR} = Vm +V_U=14.5+55.01=69.51 Mm^3

NNR = 69.24 m NGA.

III.7 Laminage de crue

Le calcul du laminage des crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement, ce type de calcul optimise la capacité de stockage temporaire de la retenue et le débit progressif de déversement en fonction de l'apport entrant de la crue, cette relation peut être formulée comme suit :

Q.dt=q.dt+S.dh

Q : Le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumule à l'instant t est :

$Q-q=S.\frac{dh}{dt}$

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

IL existe plusieurs procédés de calcul, on cite :

1. Méthode de Kotcherine.
2. Méthode Step by step.
3. Méthode graphique.
4. Méthode d'Eier-Cieh.
5. Méthode de Hidenblat.
6. Méthode de Muskingum.

Dans notre étude on va utiliser la méthode de Muskingum.

III.7.1 Méthode de Muskingum:

III.7.1.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière

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

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

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

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

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

La signification des cinq termes de l'équation précédente 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 m^3/s à 2m^3/sen une heure, ce terme vaut (1 m^3/s - 2m^3/s) / 3600s =0 ,000277m^3/s. L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.

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

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

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

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 peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières,

$$S_0 = S_f$$

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

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

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

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

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

L'équation 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.

III.7.1.2 Méthode de Muskingum

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

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

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

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

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

III.7.1.2.1 Principe de la méthode de solution

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

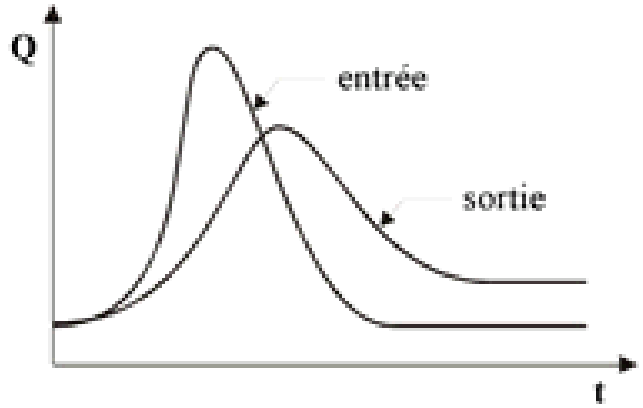


Figure III.28 : Laminage à travers un barrage

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

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

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue [$2S_2/\Delta t + O_2$] en fonction d'autres quantités toutes connues qui figurent dans le membre de droite . Rappelons que les indices 1 et 2 désignent respectivement le début et la fin d'une intervalle de temps I_1 et 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, S_1 et O_1 sont connus à cause récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

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

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique $\frac{2S}{\Delta t} + O = f(O)$ .Cette courbe est indépendante de l'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 III.48 : Valeurs de h et les plages de variation en période de crue

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

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

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

III.7.1.2.2 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 (figure III.29). Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme :

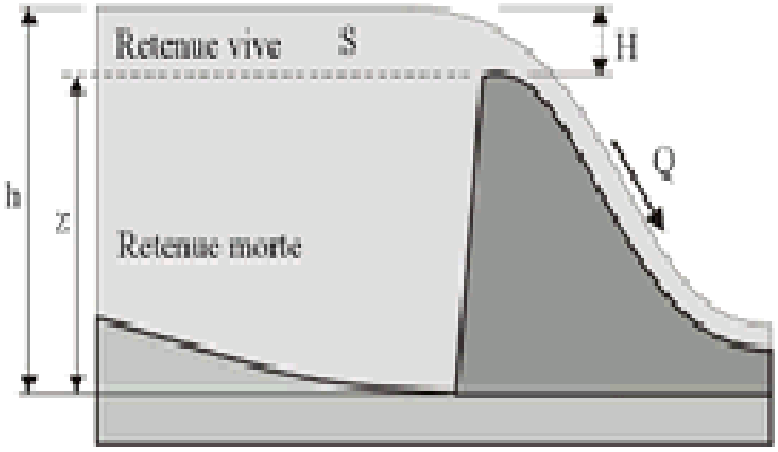


Figure III.29 : Evacuateur à surface libre à entonnement frontal

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

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 :

$Q = mA\sqrt{2gh}$

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.7.1.2.3 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 :

$S=Ah$

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 :

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

Les coefficients a_0, a_1, $a_{2,\ldots\ldots}$, 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.7.1.3 La méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir b=100m

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

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

Pour b= 100 m et m = 0,49 : $Q= 217.04\ H^{3/2}$

La courbe capacité –hauteur peut être modélisée entre les altitudes 68.5m NGA et 72.5m NGA.

$$\boldsymbol{V(Mm^3) = 0.1833(cote)^2 - 19.333(cote) + 467.03}$$

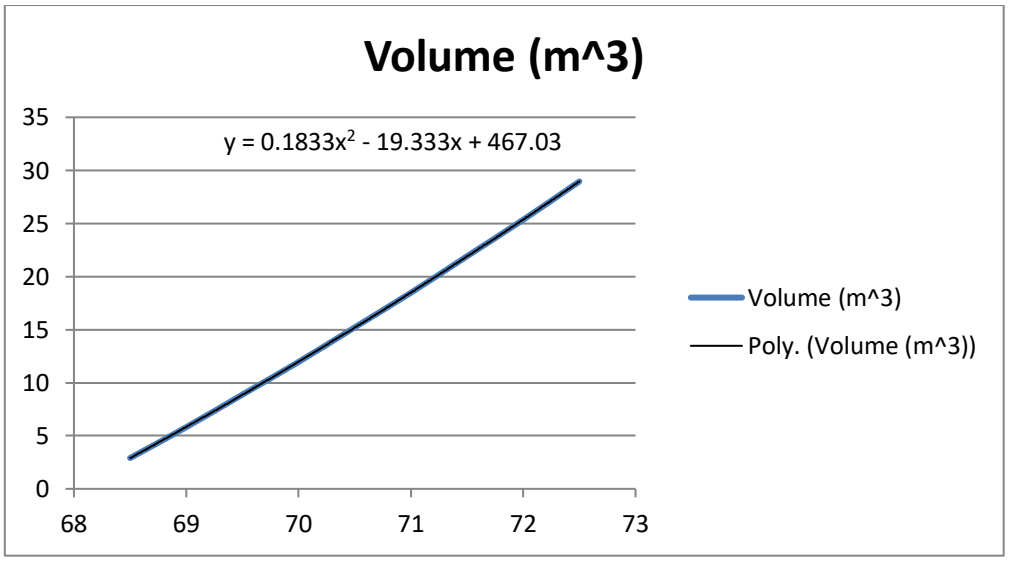


Figure III.30 : Modélisation de la courbe capacité- hauteur

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage

$f(Q_s) = (2S/\Delta t+Q_s)$:

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

Tableau III.49 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour b=100 m

H(m)	cote(m)	A(km^2)	S(Mm^3)	Débit sortant O	(2*S/T-T)+O
-	69.24	6.53	7.19	-	3 992.13
0.2	69.44	6.54	8.40	19.42	4 687.88
0.4	69.64	6.54	9.64	54.91	5 407.87
0.6	69.84	6.54	10.88	100.89	6 146.47
0.8	70.04	6.54	12.14	155.32	6 901.69
1.0	70.24	6.55	13.42	217.07	7 672.36
1.2	70.44	6.55	14.71	285.35	8 457.71
1.4	70.64	6.55	16.02	359.58	9 257.15
1.6	70.84	6.55	17.34	439.32	10 070.26
1.8	71.04	6.56	18.67	524.21	10 896.67
2.0	71.24	6.56	20.02	613.97	11 736.08
2.2	71.44	6.56	21.38	708.33	12 588.24
2.2	71.44	6.56	21.38	708.33	12 588.24
2.6	71.84	6.57	24.16	910.04	14 330.01
2.8	72.04	6.57	25.56	1 017.04	15 219.25
3.0	72.24	6.57	26.99	1 127.93	16 120.53

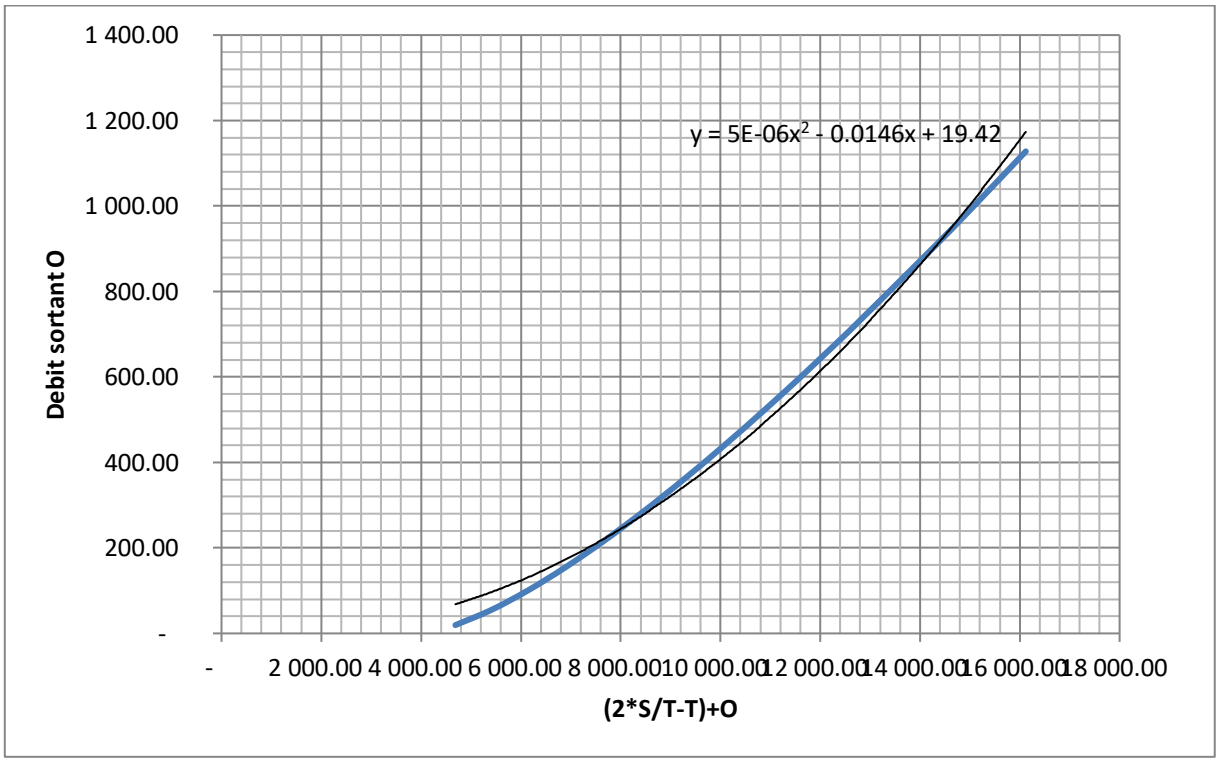


Figure III.31 : Courbe caractéristique du barrage pour b=100 m.

Utilisons la courbe caractéristique du barrage et l'équation

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

On détermine l'hydrogramme des débits de sortie

Tableau III.50 : Calcul de l'hydrogramme de sortie pour b=100m.

temps	I	I1+I2	(2S/T-t)+O	(2S/T-t)+O-2O	O=(5*10^-6*((2S/T-t)+O)^2)+(0.0146*(2S/T-t)+O)+19.42
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.0	130.1	130.1	130.1	87.3	21.4
8.0	520.3	650.3	737.6	671.7	32.9
11.6	1101.4	1621.6	2293.4	2135.0	79.2
14.0	892.8	1994.2	4129.2	3799.3	165.0
18.0	602.6	1495.4	5294.7	4820.9	236.9
22.0	383.2	985.7	5806.6	5261.1	272.8
26.0	224.8	608.0	5869.1	5314.4	277.3
30.0	117.5	342.3	5656.6	5132.6	262.0
34.0	51.3	168.7	5301.4	4826.7	237.3
38.0	16.2	67.5	4894.1	4472.9	210.6
42.0	2.5	18.7	4491.5	4119.8	185.9
46.6	0.0	2.5	4122.3	3793.1	164.6
50.0	0.0	0.0	3793.1	3499.6	146.7
54.0	0.0	0.0	3499.6	3236.1	131.8
58.0	0.0	0.0	3236.1	2998.1	119.0
62.0	0.0	0.0	2998.1	2781.8	108.1
66.0	0.0	0.0	2781.8	2584.4	98.7
70.0	0.0	0.0	2584.4	2403.3	90.5
74.0	0.0	0.0	2403.3	2236.5	83.4
78.0	0.0	0.0	2236.5	2082.3	77.1
82.0	0.0	0.0	2082.3	1939.3	71.5
86.0	0.0	0.0	1939.3	1806.2	66.5
90.0	0.0	0.0	1806.2	1682.0	62.1
94.0	0.0	0.0	1682.0	1565.8	58.1
98.0	0.0	0.0	1565.8	1456.7	54.5
102.0	0.0	0.0	1456.7	1354.1	51.3
106.0	0.0	0.0	1354.1	1257.4	48.4
200.0	0.0	0.0	1257.4	1166.0	45.7

Qemax= 277.34 (m^3) ;

Facteur d'amortissement=O_{max}/I_{max}= 0.25

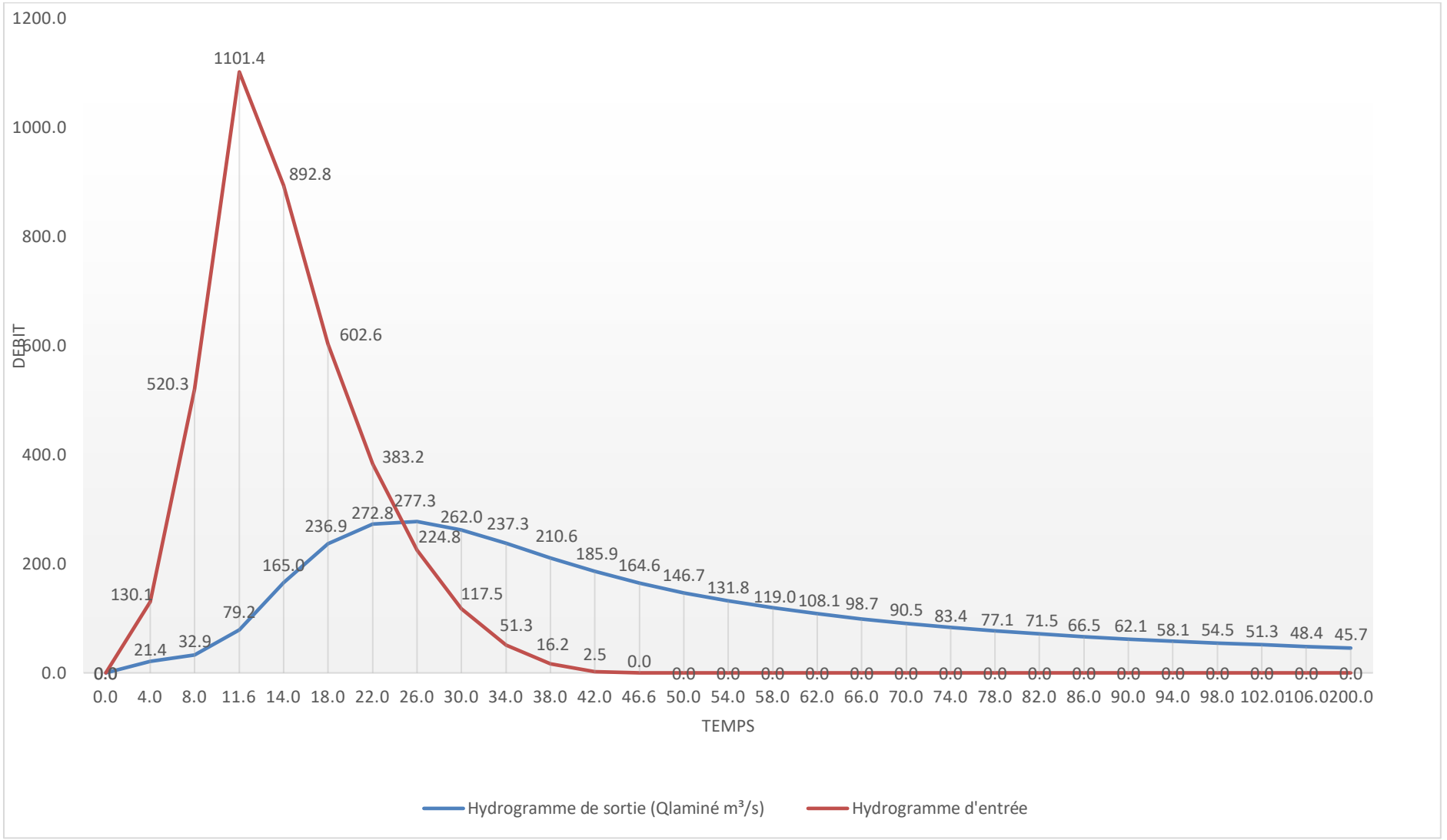


Figure III.32 : Hydrogramme d'entré et les hydrogrammes de sorties pour b=100.

Tableau III.51 : Le calcul de l'hydrogramme laminé pour les déférentes largeurs b de 65 à 120 m

Hydrogramme d'entrée			Hydrogrammes de sortie (m^3/s)											
			Hd= 1.57m	Hd= 1.38m	Hd= 1.32m	Hd= 1.27m	Hd= 1.22m	Hd= 1.18m	Hd= 1.14m	Hd= 1.18m	Hd= 1.20m	Hd= 1.17m	Hd= 1.13m	Hd= 1.10m
Temps (heures)	Q (m3/s)	Q1+Q2 (m^3/s)	b=65m	b=70m	b=75m	b=80m	b=85m	b=90m	b=95m	b=100m	b=105m	b=110m	b=115m	b=120m
0.0	0.0	0.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4.0	130.1	130.1	21.11	21.2	21.20	21.26	21.30	21.33	21.36	21.40	21.45	21.47	21.50	21.51
8.0	520.3	650.3	32.92	31.1	31.34	31.63	31.85	32.07	32.22	32.91	33.60	33.74	33.89	33.96
11.64	**1101.4**	1621.6	79.22	70.2	70.84	71.74	72.41	73.08	73.53	79.20	84.86	85.30	85.75	85.97
14.0	892.8	1994.2	164.99	141.9	143.07	144.61	145.77	146.92	147.69	164.96	182.01	182.76	183.50	183.87
18.0	602.6	1495.4	236.92	203.6	205.02	206.85	208.22	209.58	210.49	236.89	262.32	263.16	264.00	264.42
22.0	383.2	985.7	272.81	237.3	238.62	240.43	241.79	243.14	244.04	272.78	299.46	300.23	301.01	301.39
26.0	224.8	608.0	**277.36**	**245.4**	**246.62**	**248.25**	**249.47**	**250.68**	**251.49**	**277.34**	**300.21**	**300.86**	**301.51**	**301.83**
30.0	117.5	342.3	262.02	236.4	237.40	238.78	239.82	240.84	241.53	261.99	279.08	279.59	280.10	280.35
34.0	51.3	168.7	237.36	218.4	219.25	220.39	221.24	222.08	222.64	237.34	248.71	249.10	249.48	249.68
38.0	16.2	67.5	210.65	197.6	198.26	199.18	199.86	200.54	201.00	210.64	217.30	217.59	217.87	218.02
42.0	2.5	18.7	185.88	177.4	178.01	178.75	179.30	179.84	180.20	185.87	189.02	189.23	189.44	189.55
46.6	0.0	2.5	164.58	159.6	160.10	160.69	161.12	161.55	161.84	164.57	165.27	165.42	165.58	165.65
50.0	0.0	0.0	146.75	144.4	144.74	145.21	145.55	145.89	146.12	146.74	145.76	145.88	145.99	146.04
54.0	0.0	0.0	131.76	131.3	131.56	131.93	132.20	132.47	132.65	131.75	129.65	129.73	129.80	129.84
58.0	0.0	0.0	119.04	119.9	120.16	120.45	120.67	120.87	121.01	119.03	116.18	116.23	116.28	116.30
62.0	0.0	0.0	108.14	110.1	110.24	110.46	110.62	110.78	110.88	108.13	104.79	104.82	104.84	104.86
66.0	0.0	0.0	98.73	101.4	101.54	101.70	101.82	101.94	102.01	98.73	95.07	95.08	95.09	95.10
70.0	0.0	0.0	90.55	93.8	93.87	93.99	94.07	94.15	94.20	90.55	86.71	86.71	86.71	86.70
74.0	0.0	0.0	83.39	87.0	87.07	87.15	87.21	87.25	87.28	83.39	79.46	79.45	79.44	79.43
78.0	0.0	0.0	77.08	81.0	81.02	81.06	81.09	81.12	81.13	77.08	73.14	73.12	73.09	73.08
82.0	0.0	0.0	71.50	75.6	75.61	75.62	75.63	75.63	75.63	71.50	67.59	67.56	67.52	67.50
86.0	0.0	0.0	66.54	70.7	70.74	70.73	70.72	70.70	70.69	66.54	62.68	62.65	62.60	62.58
90.0	0.0	0.0	62.11	66.4	66.36	66.33	66.29	66.26	66.23	62.10	58.33	58.29	58.24	58.22
94.0	0.0	0.0	58.13	62.4	62.39	62.34	62.29	62.24	62.21	58.12	54.45	54.40	54.35	54.32

98.0	0.0	0.0	54.54	58.8	58.79	58.72	58.66	58.60	58.55	54.54	50.98	50.92	50.87	50.84
102.0	0.0	0.0	51.30	55.6	55.51	55.43	55.35	55.28	55.23	51.30	47.86	47.80	47.73	47.70
106.0	0.0	0.0	48.36	52.6	52.52	52.42	52.33	52.25	52.19	48.36	45.04	44.97	44.91	44.88
200.0	0.0	0.0	45.68	49.9	49.78	49.66	49.57	49.48	49.41	45.68	42.48	42.42	42.35	42.32

Tableau III.52 : récapitulatif des résultats de laminage

B (m)	Hd (m)	NPHE (m NGA)
65	1.57	70.81
70	1.38	70.62
75	1.32	70.56
80	1.27	70.51
85	1.22	70.46
90	1.18	70.42
95	1.14	70.38
100	**1.18**	70.42
105	1.20	70.44
110	1.17	70.41
115	1.13	70.37
120	1.10	70.34

L'évacuateur est intégré au barrage et centré sur l'axe de l'oued Boussiaba d'une longueur en crête de 295 m. Le seuil du déversoir, dont la crête est calée à la cote de retenue normale (NNR) 69.24 NGA, est de type Creager et composé d'une passe unique de 100 m de largeur, cette largeur de seuil est issue du principal facteur dimensionnant de l'évacuateur de crue est la largeur disponible du lit de l'oued pour intégrer le coursier de l'évacuateur le plus large possible avec un minimum d'excavation en rive afin de minimiser le coût de construction du barrage en réduisant sa hauteur.

Donc la largeur de l'évacuateur B=100m et le NPH=70.42(mNGA)

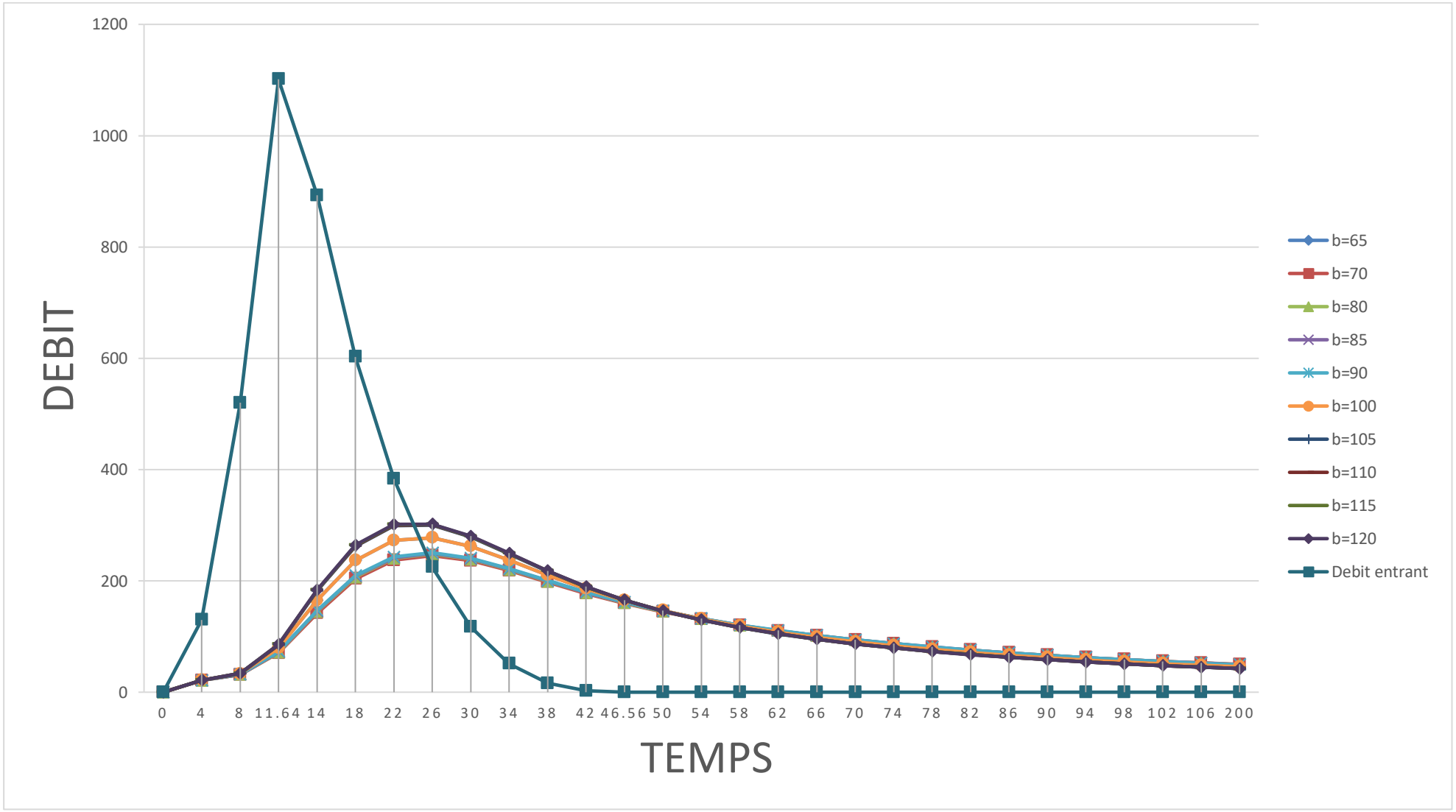


Figure III.33 : Hydrogrammes de sorties pour les déférentes largeurs b de 65 à 120 m

III.8 CONCLUSION :

Dans ce chapitre on a déterminé toutes les caractéristiques hydrologiques du bassin, et les données nécessaires pour le dimensionnement de l'évacuateur de crue tel que le débit de crue millénaire laminé, et la cote NNR sur laquelle on doit caler la crête du déversoir, aussi la largeur optimale du déversoir avec une charge déversante.

L'étude hydrologique vise généralement la détermination de tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour l'étude de dimensionnement hydrotechnique de notre barrage, à savoir les caractéristiques hydro-morphologiques et hydro-morphométriques de la taille et de la forme et les indices de l'organisation du réseau hydrographique.

Généralement les paramètres morphométriques d'un bassin versant, sont des facteurs stables et permanents de l'écoulement et traduisent largement l'environnement physique du bassin objet d'étude et leur impact sur l'érosion. Ainsi que les caractéristiques du futur barrage.

On récapitule les résultats de l'étude hydrologique, de la régularisation, de laminage des crues et de l'étude d'optimisation dans le tableau ci-dessous

Tableau III.53 : récapitulatif des caractéristiques du barrage l'étude de la régularisation et du laminage

Denominations	**Unités**	**Valeurs**
Volume mort	Mm^3	14.5
Volume utile	Mm^3	55.01
Volume régularisé Vr	Mm3	97.36
Volume total au NNR	Mm^3	69.51
Côte du fond	m NGA	41
Côte du fond jusqu'au terrain rocheux	m NGA	29
Côte **NVM** du Volume mort	m NGA	55.3
Côte **NNR**	m NGA	69.24
Côte **NPHE**	m NGA	70.42
Debit évacué	m^3/s	277.34
Largeur du déversoir	m	100
Charge déversée	m	1.18

Chapitre IV :

Etude des Variantes

Chapitre IV : Etude des Variantes

Introduction :

Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de la vallée, des problèmes de transport d'approvisionnement, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.
L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de cette étude, en effet c'est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponible au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes et en écarter d'autre.
Simultanément à la recherche des sites, on doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables, aux vues des conditions et contraintes locales.
Les types de barrages peuvent être classés en deux catégories :

- Les barrages en remblai (terre, enrochement, avec parfois une partie en gabions)
- Les barrages rigides, en béton ; leur capacité de déformation est relativement faible.

IV.1 Le choix du l'axe du barrage :

L'axe du barrage est choisi sur la base de certaines conditions dictées par le critère économie, sécurité et facilité d'exécution de l'ouvrage. En plus de la topographie, la géologie et l'hydrologie sont toujours prises en considération quant au choix de l'axe.
En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

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

IV.2 Les Critères de choix du type de barrage :

IV.3.1 La topographie :

On peut distinguer la topographie simplifiée au nivellement des premiers sondages réalisés sans attendre les levés détaillés. Et aussi la topographie régulière qui nécessite la réalisation de plans topographiques précis s'appuyant sur des levés de la zone d'implantation du barrage.

IV.3.2 La morphologie de la vallée :

En fonction de la morphologie de la vallée, différentes conceptions peuvent être adoptées :

a) Vallée encaissée avec des flancs verticaux

Le barrage-voute s'impose si la géologie et l'intégration des ouvrages annexes le permettent. Si la largeur est presque constante sur toute la hauteur, un barrage-voûte e cylindrique peut être envisagé. Si les crues sont importantes, un barrage-poids permettra d'intégrer l'évacuateur de crues.

b) Vallée étroite en V

Le barrage peut être envisagé si la géologie et l'intégration des ouvrages annexe le permettent. L'élancement ≤ 5-6 et courbes de niveau du rocher d'appui doivent être parallèle
Le barrage-poids et le barrage en enrochement masque amont sont également envisageables. Le barrage en enrochement noyau central est proscrit, du fait de la pente importante des flancs (tassements différentiels et risque de fissuration du noyau).

c) Vallée étroite en U

Le barrage peut être envisagé si la géologie et l'intégration des ouvrages annexe le permettent. L'élancement ≤ 4-5 et les courbes de niveau du rocher d'appui doivent être parallèles
Le barrage-poids et le barrage en enrochement masque amont sont également envisageables. Le barrage en enrochement noyau central est proscrit, du fait de la pente importante des flancs (tassements différentiels et risque de fissuration du noyau).

d) Vallée large

L'élancement du barrage est très important, éliminant le barrage-voûte. Tous les autres types de barrages peuvent être envisagés pour autant que les autres critères de choix soient satisfaits.

Tableau IV.1 : configuration des vallées pour le choix du type du barrage

Type de vallée	configuration
Vallée encaissée avec des flancs verticaux	
Vallée étroite en V	
Vallée étroite en U	
Vallée large	

IV.3.3 Conditions géologiques et géotechniques :

La nature, la résistance, l'épaisseur, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées au droit du site constituent un ensemble de facteurs souvent déterminants dans la sélection du type de barrage.

Fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous types de barrages, moyennant

- Des dispositions adéquates concernant la purge des matériaux très altérés et le
- Traitement éventuel par injection.
- Fondations graveleuses Sous réserve qu'elles soient suffisamment compactes, ces
- Fondations conviennent en général pour des barrages en terre ou en enrochements, du
- Moins au plan mécanique. Des barrages en béton de très petite hauteur peuvent
- Également être édifiés moyennant des précautions concernant les fuites et les
- percolations (risque de renard) et les tassements différentiels.
- Fondations sablo-silteuses peuvent convenir à l'édification de barrages en terre,
- voire exceptionnellement à de très petits barrages poids en béton moyennant de
- sérieuses précautions.
- Fondations argileuses impliquent presque automatiquement le choix de barrages en
- remblai, avec des pentes de talus compatibles.

IV.3.4 Matériaux disponibles :

La disponibilité sur le site ou à proximité de matériaux utilisables pour la construction d'un barrage à une incidence prépondérante sur le choix du type de barrage.

Sol utilisable en remblai,

- Enrochement pour remblai ou protection de talus (rip-rap),
- Agrégats à béton (matériaux alluvionnaires, ou concassés),
- Liant (ciment, cendres volantes).

IV.3.5 Conditions hydrologiques et les régimes des crues :

Le volet hydrologique à pour objectif la définition d'événements de référence, y compris les événements extrêmes qui sont intégrés dans l'analyse hydraulique sous forme de l'hydro gramme de référence. Cette définition doit s'appuyer sur deux types d'informations et d'analyses conjointes.

D'une part, sur la connaissance événementielle des scénarios hydrométéorologiques caractéristiques des bassins concernés ; tirés de l'étude climatologique des précipitations.

D'autre part sur la connaissance statistique du régime des crues, fondée sur l'analyse d'une longue chronique de mesure des débits. L'étude hydrologique doit présenter les valeurs des intervalles de confiance, ou des incertitudes associées aux résultats fournis.

IV.3.6 Risque sismique :

Les séismes imposent des charges additionnelles aux barrages en terre. Le chargement sismique est de courte durée et cyclique, il provoque un mouvement dans les directions horizontales et verticales. On classe les fondations selon la qualité du rocher en :

- Rocher de bonne qualité
- Module d'élasticité ER > 8000 MPa : tous les types de barrages sont possibles.
- rocher de moyenne qualité
- Module d'élasticité ER compris entre 4000 et 8000 MPa : tous les types de barrages
- rocher de mauvaise qualité
- Module d'élasticité ER < 4000 MPa : barrages en remblai.
- Les barrages les plus résistants sont aux sollicitations dynamiques :
- Les barrages voûtes et les barrages poids voûtes de part leur hyperstaticité,
- Les barrages en enrochements à noyau central argileux, de part leur capacité à
- supporter de grandes déformations. (EPFL, 2002)

IV.3.7 Critères économiques :

Dans plusieurs cas, les considérations précédentes auront permis de retenir plusieurs types de barrage. Par exemple, des fondations rocheuses, la présence de matériaux meubles proches du site, un débit de crue important, conduiront à mettre en balance un barrage en BCR et un barrage en terre équipé d'un évacuateur de crue coûteux. Il convient alors de poursuivre les études pour les deux types d'ouvrages, en veillant à affiner les estimations de coût au fur et à mesure de la progression des études. Dès que l'un des types de barrages paraît significativement plus économique, il est préférable de ne pas s'entêter sur l'autre option.

IV.3.8 Sécurité et environnement :

Les études d'impacts environnementaux ignorent ou sous-estiment généralement les possibles modifications du régime fluvial :

- Sédimentation dans les réservoirs,
- Dégradation des lits fluviaux à l'aval,
- Modifications de morphologie des lits des cours d'eau,
- Sous-estimation de l'influence de la modification du régime des crues et étiages sur
- les eaux souterraines, la faune et la flore. (J.J. PETERS)

IV.3 Les variantes proposées :

A priori, selon les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site on peut envisager une digue suivants quatre alternatives de variantes faisables furent élaborées et analysées pour la section de la digue du barrage de Boussiaba.

Variante 1 : Barrage en enrochement à noyau centrale

Variante 2 : Barrage en enrochement à noyau avec masque amont.

Variante 3 : Barrage poids en béton BCR.

IV.4.1 Variante 1 : Barrage en enrochement à noyau centrale

Permet l'incorporation des batardeaux dans le corps du barrage. Les enveloppes seront construites avec des alluvions grosses compactées, excavées dans le lit majeur de l'Oued et le noyau imperméable, avec du sol argileux compacté obtenu dans les zones d'emprunt, sur les rives du cours d'eau. Comme les alluvions contiennent un certain pourcentage de fins.

Mais avec de talus aux pentes plus raides, en fonction de la résistance au cisaillement plus élevé des matériaux d'enrochement des flancs. Ces matériaux devront être obtenus, dans sa majeure partie, de l'exploitation de carrières. Toutefois ces volumes d'excavation obligatoire dans la roche, pourront être réduits en profitant du matériel des excavations nécessaire à l'implantation de structures en béton.

La transition entre l'enrochement en amont et le noyau devra être prévu, ainsi que plus d'une couche de transition en aval du noyau, en raison de la granulométrie plus grosse et avec une quantité plus faible de fins du matériau d'enrochement.

Les excavations et les traitements de la fondation devront être similaires à ceux prévus dans la première alternative, mais avec un plus grand soin, afin que les matériaux excédents de la fondation n'affectent pas la stabilité du massif du barrage, ainsi qu'ils ne soient pas susceptibles d'entrainement au travers des cavités de l'enrochement.

Avantage :

- Corps du barrage très flexible s'adaptant aux conditions de terrain.
- Structure très peu sensible aux tassements et aux séismes.
- Excavation limitée.
- Contraintes très faibles sur le sol de fondation.
- Gradient hydraulique faible dans le noyau et dans la fondation.
- Solution courante .
- Facilité d'exécution.
- Permettre maximiser l'utilisation des argiles et la minimisation du volume de sols grossiers .
- Le noyau a ductilité suffisante pour assurer la cicatrisation des possibles fissures produites par un évènement sismique.
- Petite à moyenne fouille. La digue n'est pas forcement fondée sur un rocher sain.
- La compression du sol est faible.

Inconvénient :

- Volume de matériau à mettre en place très important.
- Le remblai du noyau en argile est influencé par les conditions atmosphériques (climat pluie).
- Mise en place du noyau argileux impossible lors de conditions métrologiques défavorables.
- Qualité des argiles disponibles, des études complémentaires des argiles.

- Le taux maximale de matière organique des argiles d'environ 6% .
- A besoin des filtres et drains critiques.
- L'occurrence de pluie forte oblige à l'interruption des travaux de remblai du noyau.

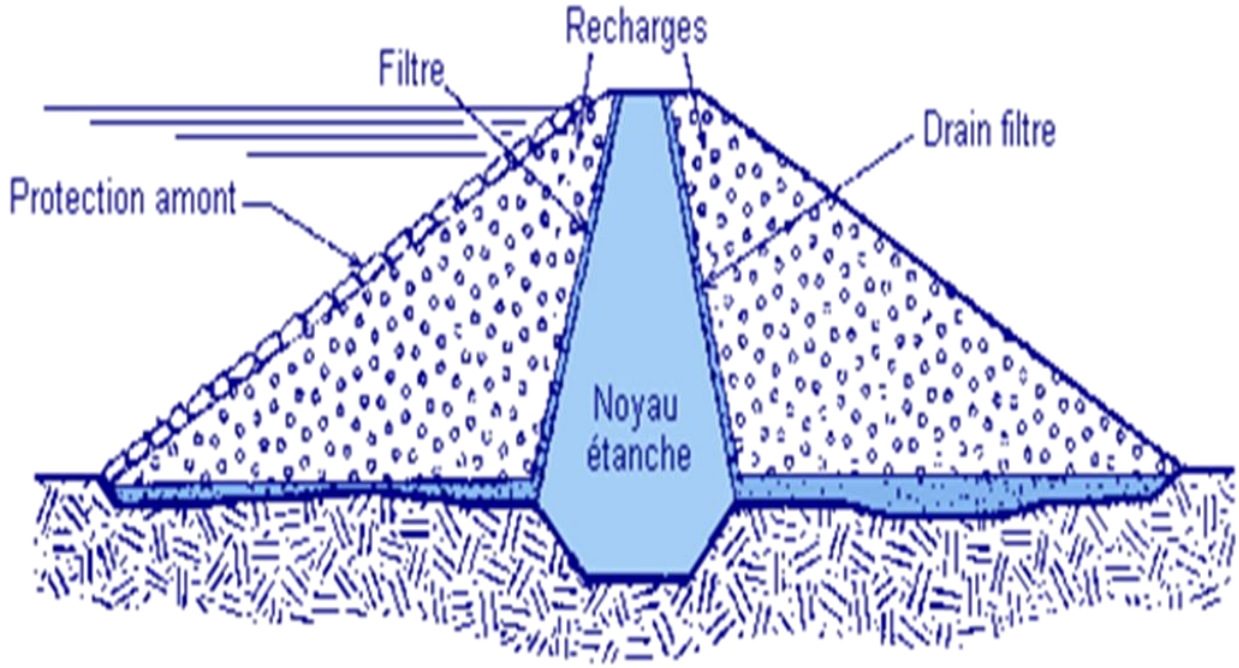


Figure IV.1 : Profil type d'une digue à recherche en enrochement avec un noyau centrale.

IV.4.2 Variante 2: Barrage en enrochement à noyau avec masque amont en béton :

Présente des talus aux pentes encore plus accentuées que ceux des deux premières alternatives. Elle se constitue en un massif d'enrochement de plusieurs sections de divers matériaux, afin de réduire les tassements du masque en béton pour éviter des déformations et fissures excessives de la dalle. La partie du massif du barrage qui répartira les tassements de la dalle, se constituera d'enrochement sélectionné, de couche compactée d'une épaisseur d'environ de 80 cm. Entre cette partie et le masque, il est prévu deux couches de transition rigoureusement compactées et contrôlées, qui seront constituées de matériaux préparés, afin de réduire les tassements et de constituer une deuxième ligne de défense contre les infiltrations d'eau, dans le cas de fuites éventuelles au travers de la dalle et/ou de ses joints. La section en aval sera constituée d'enrochement avec une certaine tolérance, pour sa qualité et, qui sera compactée en couches plus épaisses, car elles n'exercent que peu d'influences sur les tassements de la dalle. Tandis que sous cette zone, les alluvions de la fondation pourront rester, dans la zone en amont, celle-ci devront être excavées dans le but de réduire les tassements du masque en béton. La zone d'implantation de la plinthe devra être rigoureusement traitée, au moyen d'excavation jusqu'à la roche saine, en nettoyage soigneux et en écran d'injection. L'existence de cette zone, en amont du barrage, ne permet pas l'incorporation de batardeau en amont dans son massif, cas contraire de ce qui se produit dans les deux premières variantes.

Avantages :

- Corps du barrage très flexible s'adaptant aux conditions du terrain.

- Structure peu sensible aux tassements globaux.
- Pas très susceptible au séisme. Au dessous du masque, un système de drainage performant est nécessaire à cause de la fissuration.
- Excavations limitées.
- Pas de matériaux argileux à mettre en place.
- Pas d'exigence particulières en se qui concerne les conditions météorologiques.
- Contraintes très faibles sur le sol de fondation.
- N'exige pas des matériaux fins pour assurer la perméabilité.
- Etanchéité assurer pour les faibles hauteurs de digues
- Les tassements limités sont tolérables.
- Le volume des déblais est moyen.
- Le masque doit être connecté au rocher (directement ou par une parafouille).
- La compression du sol est faible.

Inconvénient :

- Volume de matériau à mettre en place très important.
- Gradient hydraulique important sous la fondation de la plinthe.
- Fondation de la plinthe sur du rocher peu perméable.
- Structure sensible aux tassements différentiels du masque rigide et du remblai (enrochements).
- gradients hydrauliques élevés au pied du masque de la digue (en amont) ⇒ risques d'érosion de la fondation seraient très élevés.
- la déformabilité du remblai serait élevée pour le masque.
- le batardeau doit être en dehors de la digue.
- le volume de matériau nécessaire augmenterait et la dérivation provisoire serait plus longue. (Cout élevé).

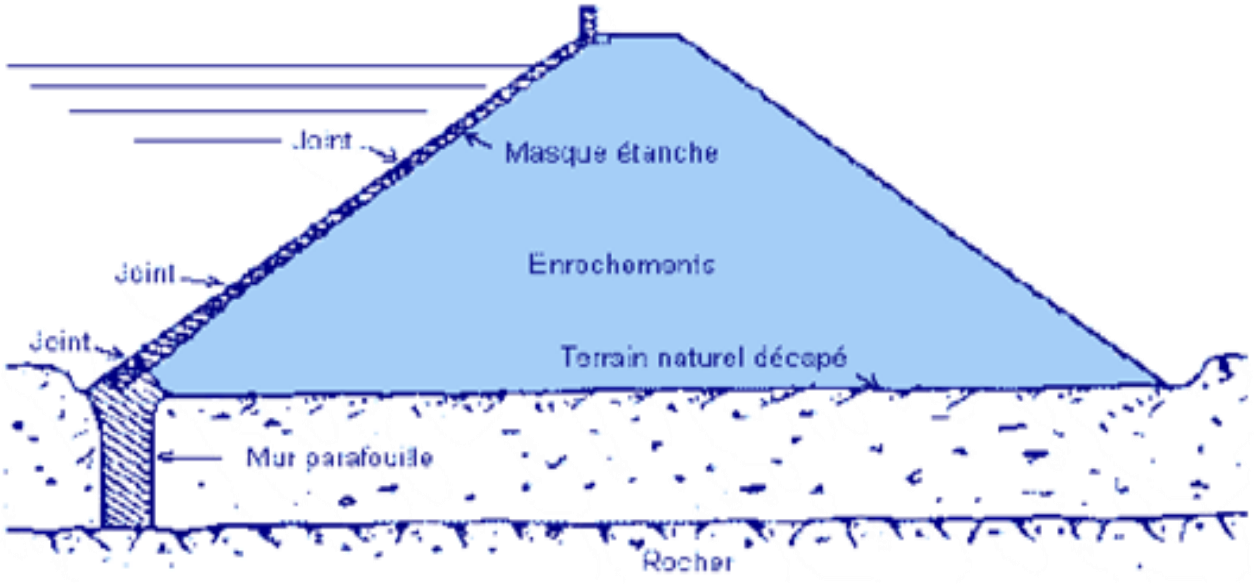


Figure IV.2 : Coupe type d'une digue en enrochement avec un masque.

IV.4.3 Variante 3 : Barrage en béton (BCR)

Considérant que le local sélectionné est adéquat à l'implantation d'un barrage en béton, Les barrages en BCR sont souvent présentés comme une alternative à des digues en terre ou en enrochement. Ils semblent devoir accepter des déformations légèrement supérieures à celles du béton classique.

Les barrages poids sont définis comme étant les barrages qui sont construits en béton ou en maçonnerie et qui utilisent leur poids pour assurer leur stabilité Leur section Transversale a une forme Plus ou moins triangulaire dont la base est ancrée dans des fondations rocheuses; seul le poids du béton ou de la maçonnerie retient la force exercée par l'eau .La plupart des barrage-poids sont massifs dont le parement amont est vertical ou légèrement incliné (moins de 5%). Le parement aval est incline avec un fruit de 75 à 80%. Cette géométrie lui permet de résister par son propre poids au renversement et au glissement sous l'action des forces extérieures .

Le BCR est un pavage durable en béton qui développe d'excellentes propriétés mécaniques en :

- Flexion ;
- Compression ;
- Étanchéité ;
- Résistance à l'abrasion ;

Avantages :

- Faibles contraintes dans le béton.
- Faibles contraintes transmises au rocher.
- Requiert des fondations sur rocher de granit sain.
- Bonne résistance en cas de séisme de submersion.
- Les variations de température ne produisent que des contraintes faibles.
- Le gradient des sous-pressions à travers la fondation est faible.
- L'évacuateur de crue intégré dans le corps du barrage peut facilement combiner avec le barrage (diriger les crues directement par dessous).
- Possibilité d'incorporer un évacuateur de crue de surface, des galeries de contrôle et des puits.
- Volume de béton plus faible.
- Réduction des sous-pressions au contact béton-rocher.
- Faible dosage en ciment.
- Teneur en eau réduite.
- Surface de coffrage restreinte.
- Exécution rapide.
- Mise en place sur grande surface par couches minces.

- Faible cout de construction.
- L'épaisseur des couches est généralement fixée suite à des essais de compactage in situ.

Inconvénients :

- Volume de béton important donc le cout très élevé.
- Sous-pressions importantes sous la fondation.
- Augmentation du gradient hydraulique de l'écoulement souterrain à proximité de la fondation.

-Limitation des percolations par la mise en place d'un revêtement du parement amont.

Un parement amont vertical est nul en béton armé coffré et un autre aval en marches d'escalier de pente moyenne fruit aval m= 0.75 (0V / 0.75H).

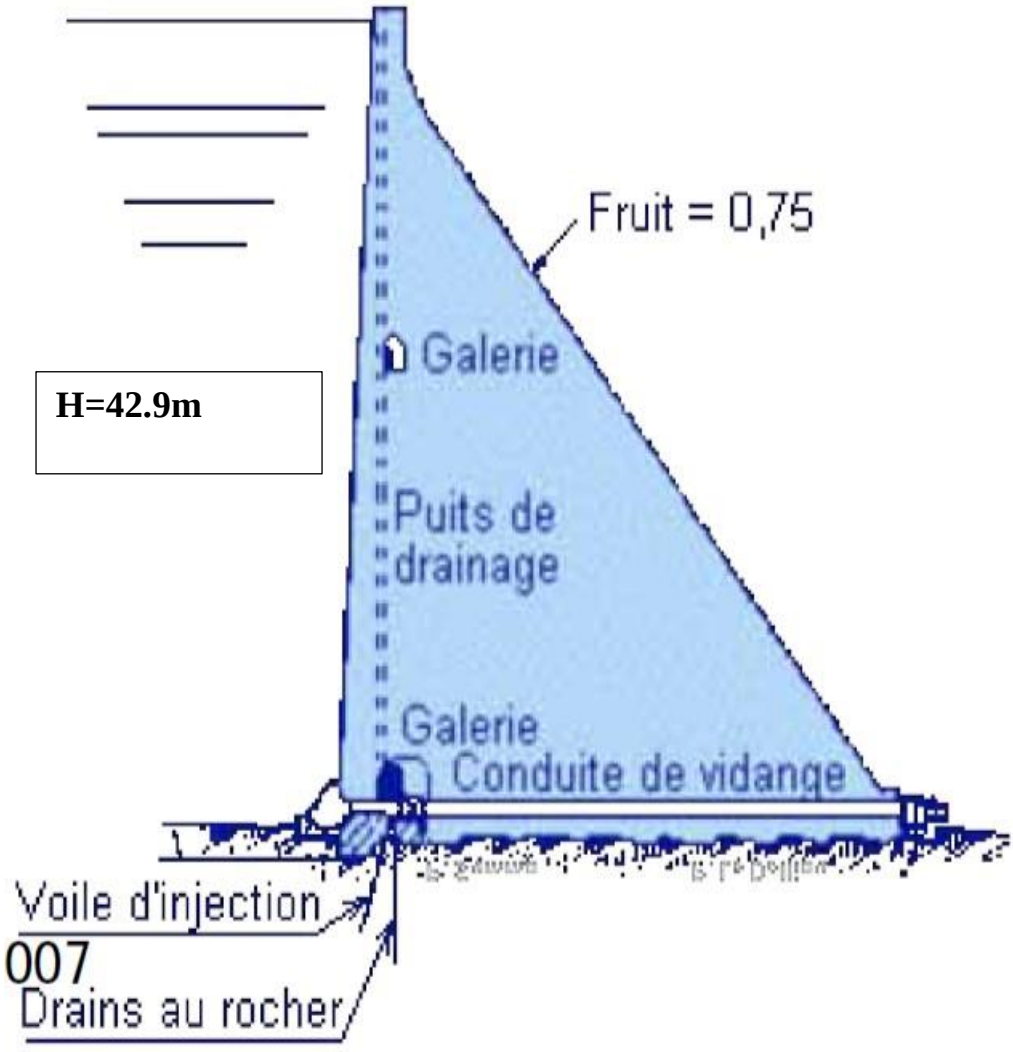


Figure IV.3 : Profil type d'un barrage poids en BCR.

IV.4 Définition du profil générale du barrage

IV.5.1 Hauteur de barrage :

La hauteur de barrage est donnée par :

H_b= (NNR – C_f) + $h_{dév}$ + R+T

Avec :

H_b: Hauteur de barrage (m)

NNR : Cote correspondante au volume normale de la retenue (69.24m).

C_f : Cote de fond jusqu'au le bon terrain rocheuse (29m)

$h_{dév}$: Charge déversante(1.18m).

R : Revanche (R=1.46m)

AN :

t : pour le tassement du barrage poids sur une fondation granit sain.(t=0.02).

H_b=42.9*m*

t :pour le tassement du barrage en enrochement sur une fondation granit sain.(t=0.28)

H_b=43.16*m*

IV.4.1.1 Calcul de la revanche

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

Pour le calcul de la revanche plusieurs formules sont à utiliser :

F : c'est la longueur continue du plan d'eau compris entre le barrage et la rive opposée la plus éloignée.

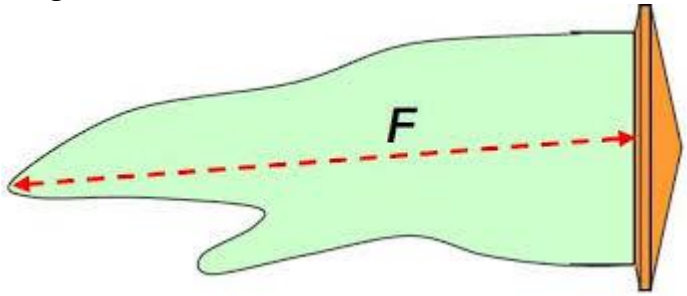


Figure IV.4 : le Fetch effectif.

C'est la différence de niveau entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux. Elle est en fonction de la hauteur des vagues h, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.

Pour le calcul de la revanche plusieurs formules sont à utiliser :

a) *Formule de MALLET et PACQUANT* (Touaibia, 2001)

$$R = h + \frac{V^2}{2g} + S$$

Avec :

$$h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F}$$

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

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}h$$

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch qui doit être inférieure à 18Km [F = 0.63km] ;

S : Marge de sécurité = 0.5m ;

A.N:

$$h = 0{,}5 + 0{,}33\sqrt{0.63} = 0.76\,m$$

$$V = 1{,}5 + 0.66.h = 1{,}5 + 0.66\ .0{,}76 = 2m/s$$

$$R = 0.76 + \frac{2^2}{2 * 9.81} + 0.5$$

Donc :

R=1.46 m

b) *Formule de STEVENSON (*Schleiss, A. J., & Pougatsch H, 2011).

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0{,}26 \cdot \sqrt[4]{F}$$

$$R = 0{,}75H + \frac{V^2}{2g} + S$$

Avec: H: Hauteur des vagues
S : Marge de sécurité = 0.5m ;
F: Le fetch (expliqué dans le paragraphe precedent) = 0.63 km
A.N: H= 0.79m

Formule de Gaillard: V= 1.5 + 2.H = 1.5+2*0.79 = 3.076m/s

Donc:

R=1.58 m

c) *Formule Simplifiée*

$$R = 1 + 0{,}3\sqrt{F}$$

A.N : R=1+0,3$\sqrt{0.63}$

R=1.24m

Tableau IV.2: Résultats de calcul de la revanche.

Formule	MAILLET et PACQUANT	STENVENSON	Simplifiée	Moyenne
Valeur de la Revanche (m)	1.46	1.58	1.24	1.43

Considérant seulement la retenue des vagues qui se forment sous l'action des vents, et qui est prévue-normalement dans les barrages et en fonction du laminage de crue dix millénaire, Dans le cas particulier de la crue dix millénaire presque tout l'espace de la revanche peut être utilisé pour son laminage. Pour le cas étudié de cette crue et pour la variante du barrage On prend la valeur la plus proche de la moyenne. Donc celle obtenue par la formule de MAILLET et PACQUANT

R=1.46m

IV.4.1.2 Tassement de la digue et fondations

1- 1-On concéder le tassement est presque nulle parce que la fondation est rocheuse de granite sain et la digue en béton**.**

t : pour le tassement du barrage poids sur une fondation granit sain.(t=0.02).

Hb=42.9m

2- 2-On calcule le tassement d'après les formules suivantes :

T= 0.015 Hb=0.64

T= 0.001 $Hb^{3/2}$==0.28

t :pour le tassement du barrage en enrochement sur une fondation granit sain.(t=0.28)

H_b=43.16*m*

IV.4.1.3 La charge déversante :

Le principal facteur dimensionnant de l'évacuateur de crue est la largeur disponible du lit de l'Oued de Boussiaba pour intégrer le coursier de l'évacuateur le plus large possible avec un maximum d'évacuation. D ou on opte pour une longueur de 100m qui correspond a une charge 1.18m

IV.5.2 Longueur en crête :

La longueur en crête c'est un paramètre qui est défini topographiquement après l'implantation de notre barrage en tenant compte la forme et la topographie de site ; dansnotre cas la longueur en crête est tirée à partir du plan de l'aménagement elle est égale à :

L_{cr}*=295 *m

IV.5.3 La largeur en crête :

La crête facilite la circulation une fois terminé ;
les valeurs proposes va être vérifié par l'étude calcul de la stabilité.

1- 1-Pour les barrages en béton doit être b<6

On opte pour une largeur en crête **b_{cr}=5 m**

2- pour les digue en enrochement en fonction de la hauteur

a) Formule T.KNAPPEN $b = 1,65 H_b^{0.5}$ =10,84

b) Formule E.F.PREECE $b = 1,1 H_b^{0.5} + 1$ =8.22

c) Formule SIMPLIFIEE (Anonyme) $b=3,6.H^{1/3}-3$ =9,73

d) Formule pratique (USBR) $b = 5/3\sqrt{H_b}$ =10,95

Avec : H_b : Hauteur du barrage (m).

$H_b = (NNR - C_f) + h_{dév} + R+T$
T=0,28
H_b=43,16m

On opte la moyenne pour une largeur en crête : **b_{cr}=9,94**

IV.5.4 Pentes des talus

La pente des talus doit assurer la stabilité statique de ces talus. C'est-à-dire que les fruits de talus sont fixés par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. En ce qui concerne le massif, pour déterminer la pente des parements on se donne en général des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux, et on vérifie par la suite par calcul de stabilité.

On prend le fruit de talus selon le type et la hauteur du barrage comme le montre le tableau ci-après :

- Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif etde ses fondations.
- Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimal, comme montre letableau ci après :

Tableau IV.3 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur de la digue (m)	Type de Digue	Fruit des talus	
		Am	Av
H < 5 m	Homogène	2.5	2.0
	A zones	2.0	2.0
5 m ≤ H ≤ 10 m	Homogène granularité tendue	2.0	2.0
	Homogène à fort Pourcentage d'argile	2.5	2.5
	A zones	2.0	2.5
10 m ≤ H ≤ 20 m	Homogène granularité étendue	2.5	2.5
	Homogène à fort Pourcentage d'argile	2.5	3
	A zones	2.5	3
H > 20 m	Homogène granulométrie	3	2.5
	A zones	3	3

D'après le tableau qui donne les pentes des talus pour les barrages

les deux valeurs proposes va être vérifié par l'étude calcul de la stabilité.

1- Pour les barrages poids (BCR)

Pour la variante le fruit de talus amont est nul et celui de l'aval est pris entre 0,75 et 0,85 et dans notre étude on prendra m=0,75.

2- pour les digue en remblai

(cas des deux variantes en enrochement) en fonction de la hauteur et de type de barrage.

On choisit pour les calculs les pentes:

- Parement amont m1 = 3.
- Parement aval m2 = 2,5.

IV.5.5 Les talus

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

a) Talus amont :

Pour la 3ém variante (BCR) on prévoit une couche de béton armé de 50cm.
Pour les 2 premières variantes le talus en amont sera protégé contre l'érosion causée par l'action des vagues en plaçant une couche de Rip-Rap à une épaisseur « e ».

B) Talus aval :

On doit concevoir le revêtement pour éviter la possible érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau.

En ce qui concerne le talus aval il n'y a pas de méthodologies bien établies, étant d'ailleurs le choix de la solution une question de jugement du Consultant tenant compte de l'importance de l'ouvrage, du régime des pluies et des conditions locales.

Normalement on utilise l'une des deux solutions suivantes pour la protection du parement aval pour les barrages en remblai : protection avec une couche de Rip-Rap ou protection végétale, cette deuxième solution exigeant une manutention adéquate qui est difficile de garantir dans un climat comme celui de l'Algérie. Pour sa protection, on utilise l'enrochement d'épaisseur (0,3m).

IV.5 Etude comparative :

Une étude de comparaison approximation des différents volumes de chacun des types de barrage choisis parait nécessaire pour faire le choix du type de retenue en fonction du coût et la disponibilité des matériaux de construction.
Pour l'évaluation financière des variantes intéressantes, il y a lieu de faire un pré dimensionnement, ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

IV.6.1 Calcul des volumes de la digue :

Dans cette présente étude nous allons calculer le volume de différents matériaux pour la construction du barrage pour les différentes variantes proposées. Et en se basant sur ces volumes ainsi que les prix unitaires adoptés par l'agence nationale des barrages et des transferts, nous déterminerons les coûts des de chaque variante ce qui nous permettra de faire notre choix définitif.

Pour calculer le volume du corps des digues, on se dispose du profil longitudinal de l'axe du barrage.

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

Procédé de calcul : - Traçage du profilé de la digue

-Réalisation des coupes longitudinales le long de la longueur en crête ;

-On calcul la surface des deux coupes d'une tranche ;

-A partir de la surface moyenne, on calcule le volume de la tranche ;

Les résultats sont présentés dans le tableau des couts

On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, on détermine la hauteur de la digue à l'aide de la formule suivante :

$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi}$

Avec : H_{bi} : hauteur du barrage à la coupe « i ».

N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

N_{pi} : Côte du pied du barrage dans la section « i ».

L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i" est déterminée ainsi :

$$S = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} * H_{bi}$$

Avec : b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

B_{Pi} : Largeur du pied du barrage

b_{cr}: Largueur du couronnement;

$B_{pi} = b_{cr} + (m_1+m_2)\ H$

Avec : m_1 et m_2 ; fruits de talus amont et aval respectivement.

Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$V = \sum V_i$$

Avec : $Vi = \frac{S_i+S_{i+1}}{2} * d$

Vi : volume de la digue à la coupe « i »Si : surface de la digue à la coupe « i »

Si+1 : surface de la digue à la coupe « i+1 »

d : Distance horizontale séparant deux sections successives Si et Si+1

Estimation du coût des variantes :

IV.5.1.1 Barrage poids en BCR

Pour un barrage poids en BCR d'une hauteur de 47.6m en prend les pentes des talus:

m1=1; m2=0.75 ;.Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau IV.4 : Coût de la digue (1ére variante).

Désignation	Unité	Quantité	P.U (DA)	Montant (DA)
Excavation en terrain meuble	m3	1770	350	619500
Excavation en terrain rocheux sans explosifs	m3	1000	500	500000
Béton BCR pour barrage	m3	148200	10000	1482000000
béton conventionnel pour ouvrages annexes	m3	19100	15000	286500000
Béton conventionnel pour parement amont (e=0.75)	m2	18306.9	15000	274603500
Coffrage lisse pour parement amont et aval	m^2	2500	3000	7500000
Montant total = 2051723000 (Da)				

IV.5.1.2 Barrage en enrochement avec masque amont en (béton armé ou béton bitumineux)

Pour un barrage avec masque amont en béton armé ou béton bitumineux, d'une hauteur de18.03m en prend les pentes des talus: m_1=3; m_2=2.5. ;Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.5 : Coût de la digue (2eme variante).

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
			(DA)	(DA)
Excavation en terrain meuble	m3	2200	350	770000
Excavation en terrain rocheux sans explosifs	m3	3000	500	1500000
Masque amont en béton bitumineux ou béton arme	m^2	30000	6000	180000000
Plinthe en béton arme	m3	15000	6500	97500000
Remblais rocheux	m3	800	2050	1640000
Montant total = 119410000 (Da)				

IV.5.1.3 Barrage en enrochement avec un noyau argileux

Pour un barrage en enrochement avec un noyau argileux d'une hauteur de 18.03 m en prendles pentes des talus: m_1=3, m_2=2.5.

Tableau IV.6 : Coût de la digue (3eme variante).

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
			(DA)	(DA)
Excavation en terrain rocheuxsans explosifs	m3	500	490	1078000
Remblais pour filtre et drain	m3	800	1180	2832000
Rip-Rap	m^2	39500	2050	80975000
Remblais rocheux	m3	800	2050	86920000
Argile pour noyau	m3	38798	1500	58197000

Montant total =142001000(Da)

Conclusion :

Le choix de la variante à retenir est le résultat d'une étude technico-économique et comparative entre les différentes variantes, barrage poids en béton, digue en enrochement avec masque en béton et digue en enrochement avec noyau argileux, sur la base des avantages et inconvénients de chaque solution suscitée, et vu les conditions géologiques/géotechniques et morphologiques du notre site, il s'avère qu'une solution d'un ouvrage rigide (BCR) est la mieux adaptée. Pour se statuer sur le choix définitif, il est important de faire une comparaison plus poussée notamment une estimation des couts. Et après l'estimation du coût des déférentes variantes on constate que les deux types de digues, digue en enrochement à noyau, digue en enrochement avec masque en béton sont les plus économiques.

Vue les conditions géologiques de la fondation rocheuse et la quantité insuffisante des argiles il s'arrive qu'une variante rigide en BCR et la mise adaptée au site , même si le cout de la digue élevé ainsi que dans la mesure où l'intégration de l'évacuateur sur le parement aval du barrage permet une économie substantielle sur le coût global de construction par rapport à une solution en remblais nécessitant une implantation en rive des ouvrages d'évacuation.

Notons par ailleurs que la réalisation d'un remblai à noyau étanche se heurterait à une contrainte majeure du fait de l'absence des matériaux, alors que la réalisation d'un barrage poids en BCR est tout à fait adaptée au site de Boussiaba pour les raisons suivantes :

- La fondation est rocheuse (granite sain) de très bonne qualité, et le tassement est dans les normes.
- bonnes conditions topographiques, permettant une réalisation dans les meilleures conditions,
- stabilité naturelle des versants,
- pas de faille dans l'emprise de l'ouvrage,
- zones d'emprunt de qualité pouvant fournir très largement les volumes de matériaux nécessaires à la fabrication économique des granulats à béton pour le BCR,
- carrière de granite en exploitation à proximité du site.
- Le coût du transport n'est pas pris en considération, car les zones d'empruntes et la carrière sont juste à proximité du site du barrage,
- La vallée présente un endroit convenable pour la réalisation d'un barrage : Accès facile des engins et de la mise en place des matériaux
- Evacuateur de crues intégrées dans le corps de barrage

Mais il est à préciser que les dimensions définitives seront approuvées par l'étude de stabilité.

Chapitre IV : Etude des Variantes

Chapitre V :
Calcul de Stabilité et de Résistance

Introduction

Cette note précise les hypothèses prises en compte dans les calculs de stabilité du barrage en BCR de Boussiaba et présente les résultats obtenus dans les différents cas de charge envisagés.

Dans l'etude de la stabilité d'un barrage-poids, il est indispensable de connaitre que la grande majorité des ruptures de barrage-poids recensées dans le monde s'est produite lors des crues. Car le dépassement du niveau de la crue de projet entraine une diminution de stabilité de l'ouvrage.

L'étude porte sur la capacité de résistance du plan de contact du barrage sur sa fondation, sensibilité aux fortes,secousse sismique et à la surélévation du niveau d'eau dans la retenue.

V.1 Hypothèses retenues

V.1.1 Caractéristiques des matériaux de construction

V.1.1.1 Poids propre

Le barrage en BCR de Boussiaba est un barrage de type poids. Sa stabilité au glissement réside dans la capacité des forces verticales verticale appliquée au centre de gravité , engendrées par le poids de l'ouvrage, diminuées des sous pressions, à résister aux forces horizontales essentiellement 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.

V.1.1.2 Poussée de l'eau

Le barrage est soumis à la poussée de l'eau, c'est-à-dire a une pression variant linéairement avec la profondeur. La pression exerce une force perpendiculaire au parement amont, sa résultante comporte une stabilisatrice vers le bas quand le parement est incliné. La densité d'une eau chargée en sédiment peut atteindre couramment 1.05 à 1.10. Le niveau d'eau à prendre en compte est celui des plus hautes eaux lors de la crue de projet.

V.1.1.3 Résistance a la compression

En l'absence de tests de résistance sur des éprouvettes de BCR, nous adoptons la valeur suivante : $R_C = 10MPa$ à 90 jours.

Nous adopterons la même valeur pour le béton conventionnel.

V.1.1.4 Caractéristiques de cisaillement

Les performances au cisaillement du BCR reposent sur le comportement des reprises entre couches. La [stipule que quels que soient les types de matériaux constitutifs du barrage (maçonnerie, BCV, BCR), et du contact barrage-rocher, il est admis qu'il existe toujours une certaine cohésion réelle due au collage, sur une partie plus ou moins importante de la section et qu'il paraît raisonnable de prendre en compte une cohésion minimale dans les calculs de stabilité. Compte tenu qu'à ce stade des études nous ne connaissons pas la nature exacte et la quantité des liants entrant dans la composition du BCR, et de ce fait, en l'absence de tout essai de

cisaillement, on adopte dans les calculs les valeurs minimales de cohésion et de frottement préconisées

- C = 0,15 MPa pour le BCR
- C = 0,25 MPa
- $\phi = 40°$

V.1.2 Caractéristiques du substratum rocheux

La campagne de reconnaissance géologique et géotechnique permis de mettre en évidence un substratum cristallin essentiellement composé de microgranites durs, compacts et très résistants. Ce massif de microgranites qui constitue l'assise du barrage est affecté par de nombreuses fissurations subverticales mais généralement fermées.

En ce qui concerne les caractéristiques géomécaniques de la fondation à adopter dans nos calculs de stabilité, préconise les valeurs suivantes :

Résistance à la compression : R_{cry}= 34 *MPa*

Frottement : $tg\phi = 1$; $\phi = 45°$
Cohésion : C =1 *MPa* pour le béton conventionne

Pour tenir compte, d'une part, du réseau de fissuration relativement dense dans le massif de fondation et d'autre part, des parties de la section considérée où le collage « BCR/rocher » pourrait être déficient, nous appliquons à la valeur de cohésion un coefficient de sécurité prudent de 2, soit :

Cohésion retenue dans nos calculs de stabilité : C = 0,5 *MPa*

V.1.3 Sous pressions

Quelle que soit la qualité du rocher de fondation, l'eau y pénètre progressivement, ce phénomène étant dû à la porosité, à la fissuration ou à la fracturation de la roche. Ces interstices de fondation sont occupés par de l'eau qui exerce une pression sur les parois ; cette pression joue un rôle particulièrement important pour la stabilité de l'ouvrage à la surface de contact « BCR/rocher ».
A ce stade de l'étude, il est prévu d'assurer :

- L'étanchéité du corps du barrage par une membrane étanche, fixée sur le parement amont du barrage,
- L'étanchéité en fondation par un voile d'injection profond de l'ordre de 20 m, mono-linéaire, réalisé depuis la plinthe amont.
- Le drainage de la fondation par un voile de drainage réalisé depuis la galerie horizontale située dans le corps du barrage et dans les rives. Ce voile de drainage est situé à 6 m du parement amont vertical du barrage.
- Le drainage du corps du barrage par des drains, situé dans le BCR à l'aval immédiat de la membrane d'étanchéité. Ces drains sont connectés à des collecteurs subhorizontaux qui débouchent dans la galerie de drainage située dans le corps du barrage.

V.1.4 Poussée de la vase sur le parement amont du barrage

Une estimation de la répartition des dépôts solides dans la retenue, montre que le niveau d'envasement atteint la cote NVM =55.3 NGA m (h_{VM}=26.3m) au droit du barrage au terme des 50 années de la durée de vie économique de l'ouvrage.

Pour les calculs de stabilité, nous retiendrons :

- Niveau d'envasement au droit du barrage : 55.3 *NGA*
- Masse volumique de la vase : $\rho = 1\,400\ kg\ /\ m^3$
- Coefficient de poussée de la vase : 1

V.1.5 Séisme

L'analyse sismotectonique du site de Boussiaba a mis en évidence le séisme de référence suivant :

- Intensité épicentrale : VIII MM
- Magnitude : 5,54
- Profondeur : 11 km
- Distance à l'épicentre : 0 km
- Intensité induite sur le site : VIII MM
- Coefficient d'accélération au sol (ZONE IIA groupe 1A) :0,25 g

(ZONE IIA groupe 1A) suivant les critères de classification des **Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / VERSION 2003**

La sollicitation d'un barrage-poids lors d'un séisme se traduit par l'application à l'ouvrage d'efforts dynamiques suivants :

- les forces d'inertie dues à l'accélération de la structure,
- les forces hydrodynamiques dues à la vibration de la structure dans l'eau de la retenue, qui s'ajoutent aux forces hydrostatiques.

Dans le cadre d'un calcul simplifié pour l'analyse du comportement au séisme d'un barrage poids, méthode utilisée dans notre étude de stabilité du barrage de Boussiaba, l'approche pseudo-statique consiste à considérer que le chargement dynamique se traduit par l'application de forces statiques équivalentes aux efforts dynamiques maximaux supportés par l'ouvrage. Les forces statiques (pseudo-statiques) équivalentes aux forces d'inertie (pour une épaisseur unitaire du barrage) s'écrivent sous la forme : $F_h = \alpha_h \times a_{max} \times S \times \gamma_b$

$$F_v = \alpha_v \times a_{max} \times S \times \gamma_b$$

Conformément à la pratique pour les calculs au séisme des barrages poids par la méthode pseudo-statique, nous retiendrons les coefficients sismiques moyens suivants :

-une accélération horizontale amont-aval d'intensité égale à 0,67 fois l'accélération maximale au sol, soit :

$$a = 0{,}67 \times 0{,}25g = 0.17g$$

-une accélération verticale d'intensité égale à 0,20 fois l'accélération maximale au sol, soit :

$$a = 0{,}20 \times 0{,}25g = 0{,}05\ g$$

V.2 Cas de charge pour le Calcul de stabilité

Les méthodes utilisées pour les barrages –poids consistent à considérer un plot de barrage comme un bloc indéformable soumis à des combinaisons des actions décrites ci-dessus. En analyse successivement la stabilité au glissement, la stabilité au renversement et la stabilité interne. On utilise bien entendu la géométrie réelle du barrage pour calculer les différents coefficients de sécurité. Les formules ci-après sont toutefois établies pour des hypothèses simplificatrices :

- Parement amont vertical ;
- Épaisseur en crête nulle ;
- Parement aval constant de fruit égal a 0.75 m.

Trois cas de chargement sont considérés examinés :

1. Conditions normales (retenue au niveau normale) ;
2. Conditions exceptionnelles (avec une retenue au niveau des plus hautes eaux) ;
3. Conditions extrêmes (séisme combiné avec une retenue normale.

V.2.1 Condition normale

Cas 1 : ce cas de charge normale est caractérisé par une retenue à son niveau normal d'exploitation RN 69.24 NGA.

-29,00 NGA correspondant au niveau des fouilles du barrage pour le profil courant,

-37,00 NGA correspond au matelas d'eau emprisonné dans la fosse de dissipation pour le profil sur évacuateur.

V.2.2 Condition exceptionnelle

Cas 2 : ce cas de charge exceptionnel correspond au passage de la crue de projet millénale. Le niveau des plus hautes eaux (PHE) à l'amont de l'ouvrage est égal à 71.42 NGA.

V.2.3 Conditions extrêmes

Cas 3 : ce cas de charge extrême est caractérisé par une retenue à son niveau normal (RN), par un niveau aval identique à celui du cas 1 (condition normale) par l'application des sollicitations relatives au séisme de projet.

V.3 Méthode utilisée pour le calcul et critères de stabilité

V.3.1 Présentation générale du code de calcul

Les critères de dimensionnement retenus sont :

- le critère de stabilité au glissement,
- le critère de stabilité au renversement,
- le critère de non écrasement des parements et de la fondation,
- le critère de fissuration.

V.3.2 Critère de stabilité au glissement

Le coefficient de sécurité au glissement est défini par :

$$\frac{\sum F_v.tg\phi + \mathrm{C.S}}{\sum F_H}$$

avec :

F_V : l'effort normal diminué des sous-pressions,

ϕ : l'angle de frottement,

C : la cohésion le long de la section considérée,

S : l'aire de la base de la section non fissurée,

F_H: l'effort tangentiel résultant.

Les coefficients de sécurité au glissement doivent vérifier :

F_g > 1,33 en conditions normales,

F_g > 1,10 en conditions exceptionnelles

F_g > 1,05 en conditions extrêmes.

V.3.3 Critère de stabilité au renversement

Le coefficient de sécurité au renversement est défini par :

$$\boldsymbol{F = \frac{Somme\ des\ moments\ résistants}{somme\ des\ moments\ de\ renversement}}$$

Les coefficients de sécurité au renversement doivent vérifier :

F > 1,4 En conditions normales

F > 1.3 En conditions exceptionnelles

F > 1.2 En conditions extrêmes

V.3.4 Critère de non écrasement des parements et de la fondation

La contrainte maximale de compression sur les parements du barrage doit vérifier :

en conditions normales : $\sigma_{max} < 0{,}33\ R_c$

en conditions exceptionnelles : $\sigma_{max} < 0{,}50\ R_c$

en conditions extrêmes : $\sigma_{max} < R_c$

avec R_c: résistance à la compression simple uni-axiale à 90 jours.

Not: la contrainte maximale σ_{max} en parement est donnée par :

$$\sigma_{max} = \sigma \times (1 + f^2) - P \times f^2$$

σ: Contrainte verticale en parement, calculée à partir des hypothèses de la résistance des matériaux d'après la théorie des poutres :

$$\sigma = \frac{N}{L \times I} \pm \frac{M \times v}{I}$$

avec :

N : l'effort normal, y compris les forces de sous-pression,

L : largeur de la section,

M : moment résultant par rapport au centre de gravité de la section,

v : distance d'un point considéré à la fibre neutre de la section,

I : moment d'inertie de la section,

f : fruit du parement (tangente de l'angle du parement par rapport à la verticale)

P : pression de la retenue appliquée normalement au parement au point considéré.

La contrainte maximale de compression admise dans le rocher doit être calculée avec un coefficient de sécurité supérieur de 1,25 fois à celui admis pour le béton du barrage en raison de sa plus grande hétérogénéité et de la plus grande difficulté pour la connaître. Elle devra donc vérifier :

$\sigma_{max} < 0{,}26\ R_{cry}$ en conditions normales

$\sigma_{max} < 0{,}40 R_{cry}$ en conditions exceptionnelles

$\sigma_{max} < 0{,}80 R_{cry}$ en conditions extrêmes.

avec : R_{cry} : la résistance moyenne à la compression du rocher.

V.3.5 Critère de fissuration

Les sollicitations subies par le barrage peuvent engendrer des tractions. Si les contraintes de traction dépassent un seuil, il y a fissuration du béton. Les matériaux utilisés pour la construction des barrage-poids ont la plupart du temps une faible résistance à la traction (σ_t), mais elle est variable en fonction du matériau et de la sollicitation. En conséquence le critère de fissuration sera :

- en conditions normales : pas de fissuration du parement amont en fixant comme seuil des contraintes à ne pas dépasser $\sigma_t = 0{,}006\ R_c$

➢ en conditions exceptionnelles : pas de fissuration du parement amont en prenant en compte la même résistance à la traction que celle citée ci-dessus,

➢ en conditions extrêmes :

- en ce qui concerne le cas de charge avec séisme (cas 3), la fissuration du parement amont est admise à condition que la fissure n'engage pas la sécurité de l'ouvrage en vérifiant que la stabilité est assurée sur la partie intacte (non fissurée) et en prenant en compte un seuil des contraintes à ne pas dépasser : $\sigma_t == 0{,}015\ R_c$

- en ce qui concerne le cas de charge extrême servant à vérifier le comportement de l'ouvrage au-delà de la crue de projet millénale (cas 2), la fissuration du parement amont est admise à condition que la fissure n'engage pas la sécurité de l'ouvrage en vérifiant que la stabilité est assurée sur la partie intacte (non fissurée) en prenant en compte en première approche, la même résistance à la traction que celle fixée en conditions normales et exceptionnelles.

V.4 Récapitulatif des cas de charge testes

Les coefficients de sécurité minimaux requis suivant les cas de charge définis précédemment sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau V.1: Coefficients de sécurité.

Cas de charge	**Cas 1** Condition normale	**Cas 2** Condition exceptionnelle	**Cas 3** Condition extrême
Niveau amont	40,24 NGA	41,42 NGA	40,24 NGA
Niveau d'envasement amont	26.3 NGA	26.3 NGA	26.3 NGA
Séisme	Non	Non	Oui
Critère coef. sécu. Glissement	> 1,33	> 1,10	> 1,05
Critère coef. sécu. Reversement	> 1,40	> 1,30	> 1,20
Contraintes verticales de compression BCR	$\sigma_{max} < 0{,}33\ R_c$ (< 3,3 MPa)	$\sigma_{max} < 0{,}5\ R_c$ (< 5 MPa)	$\sigma_{max} < 1\ R_c$ (< 10 MPa)
Rocher de fondation	$\sigma_{max} < 0{,}26\ R_{cry}$ (< 8,84 MPa)	$\sigma_{max} < 0{,}40\ R_{cry}$ (< 13,60 MPa)	$\sigma_{max} < 0{,}80\ R_{cry}$ (< 27,20 MPa)
Fissuration	Aucune	Aucune	Admis

V.5 Calcul des différentes charges

V.5.1 Calcul des charges verticales

V.5.1.1 Poids propre du barrage

Les caractéristiques des matériaux utilisés sont résumées ci-dessous :

γb masse volumique du BCR (y compris BCR enrichi) : 2.3(tf/m3) =2 300 kg/m3,

γb masse volumique du béton conventionnel : 2.35(tf/m3) =2 350 kg/m3.

$$P_{pc} = \gamma_b . S_{bc} . b_P = \frac{1}{2} . \gamma_b . h_b^2 . g . m$$

Avec :

P_{PCM} : Poids propre du corps du barrage (tf)

γ_b : Poids volumique de béton BCR= 2.3 (tf/m3)

S_{pc} : Aire du profil de déversoir (m2)

m: Fruit du talus = 0.75

h_b : Hauteur du barrage = 42.9m

AN :

$P_{pc} 15571.94 tf$

V.5.1.2 Sous pression hydrostatique

- **Conditions normales**

Pour ce calcul on considère que l'épure des sous pressions est triangulaire c'est-à-dire que les sous pressions varient linéairement entre l'amont et l'aval.

$$S_{p1} = \frac{1}{2} . \gamma_w . g . m . h_{NNR}^2$$

Avec : γb : Poids volumique de l'eau (tf/m3) = [1tf/m³]

h_{NNR} : Hauteur du barrage = 40.24m

AN :

$$S_{p1} = 5956.84\ tf/m$$

- **Conditions exceptionnelles**

$$S_{p2} = \frac{1}{2} . \gamma_w . g . m . h_{PHE}^2$$

h_{PHE} : Hauteur du barrage = 41.42m

AN :

$$S_{p2} = 6311.32 tf/m$$

V.5.1.3 Poids de la colonne d'eau amont

- **Conditions normales**

$$P_{ph1}^{am} = \gamma_w . Sh^{am} . b_p = \frac{1}{2} . \gamma_w . h_{NNR}^2 . g . m = S_{p1}$$

Avec : b_p : Largeur du barrage = m.h

AN :

$$P_{ph1}^{am} = 5956.84\ tf/m$$

- **Conditions exceptionnelles**

$$P_{ph2}^{am} = \gamma_w . Sh^{am} . b_p = \frac{1}{2} . \gamma_w . h_{PHE}^2 . g . m = S_{p2}$$

AN :

$$P_{ph2}^{am} = 6311.32\ tf/m$$

V.5.1.4 Poids de la colonne d'eau aval

$$P_{ph}^{av} = \gamma_w . Sh^{av} . b_p = \frac{1}{2} . \gamma_w . h_{av}^2 . g . m$$

Avec : h_{aval} : Hauteur de la colonne d'eau aval = 8m

AN : $P_{ph}^{av} = 235.44\ tf/m$

V.5.2 Calcul des charges horizontales :

V.5.2.1 Poussée hydrostatique à l'amont

- **Conditions normales**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$P_{h1}^{am} = \frac{1}{2} . g . h_{NNR}^2 - g . \gamma_w$$

h_{NNR} : Hauteur du barrage = 40.24m

AN :

$$P_{h1}^{am} = 7932.65\ tf$$

- **Conditions exceptionnelles**

$$P_{h2}^{am} = \frac{1}{2} . g . h_{PHE}^2 - g . \gamma_w$$

h_{PHE} : Hauteur du barrage = 41.42m

AN : $P_{h2}^{am} = 8405.29tf$

V.5.2.2 Poussée hydrostatique à l'aval

$$P_h^{av} = \frac{1}{2}.g.h_{av}^2 - g.\gamma_w$$

Avec : h_{aval} : Hauteur de la colonne d'eau aval = 8m

AN :

$$P_h^{av} = 304.11tf$$

V.5.2.3 Poussée des sédiments

$$P_s = \frac{1}{2}.g.h_s^2.\gamma_s$$

Avec : h_s : hauteur des sédiments dans le barrage (NVM =55.3m NGA) ==26.3m

γ_s : poids volumique des sédiments = 1.4 (t/m^3)

AN :

$$P_s = 4749.84\ tf$$

V.5.3 Calcul de la charge sismique

Conformément à la pratique pour les calculs au séisme des barrages poids par la méthode pseudo-statique, nous retiendrons :
-une accélération horizontale amont-aval d'intensité égale à 0,67 fois l'accélération maximale au sol, soit :

$$a = 0{,}67 \times 0{,}25g = 0.17g$$

-une accélération verticale d'intensité égale à 0,20 fois l'accélération maximale au sol, soit :

$$a = 0{,}20 \times 0{,}25g = 0{,}05\ g$$

V.5.3.1 Une force horizontale vers l'aval

Appliquée au centre de gravité du corps du barrage et proportionnelle au poids, l'accélération de séisme α est de 0,17g.

$$F_h = \alpha.p_{pc}$$

Avec : F_h : Force horizontale provoquée par le séisme

AN : $F_h = 2647{,}23\ tf$

V.5.3.2 Une force verticale vers le haut

Proportionnelle au poids du barrage et correspondant aux accélérations verticales.
L'accélération de séisme α est de 0,05g.

$$F_v = \alpha . p_{pc}$$

Avec : F_v : Force verticale provoquée par le séisme

AN : $F_v = 778.6\ tf$

V.5.4 Un supplément de poussée hydrostatique

L'effet de la mise en mouvement de l'eau de la retenue qui vient buter sur le barrage poids rigide a été étudié par plusieurs auteurs avec différentes hypothèses de géométrie, de déformabilité, la formule la plus simple est celle de Westergad. Le supplément de poussée varie de façon parabolique depuis la surface de la retenue avec un coefficient de proportionnalité analogue a celui de la force horizontale.

$$\Delta P_{eau} = K_e . C_e . \alpha . \rho_E \frac{.2}{3} . h_{am}^2$$

Avec :

ΔP_{eau} : Supplément de poussée hydrostatique

h_{am} : niveau NNR = 40.24 m

K_e : Coefficient dépend de l'inclinaison de parement amant (pour un parement vertical K_e= 1)

α : l'accélération de séisme (α=0,17g).

ρ_E : la masse volumique de l'eau

C_e : coefficient de Westergad il est donné par :

$$C_e = \frac{0{,}817}{\sqrt{1-7{,}75.\left(\frac{H}{1000}\right)^2}}$$

AN :

$$C_e = 0{,}822$$

$$\Delta P_{eau} = 150.9\ tf$$

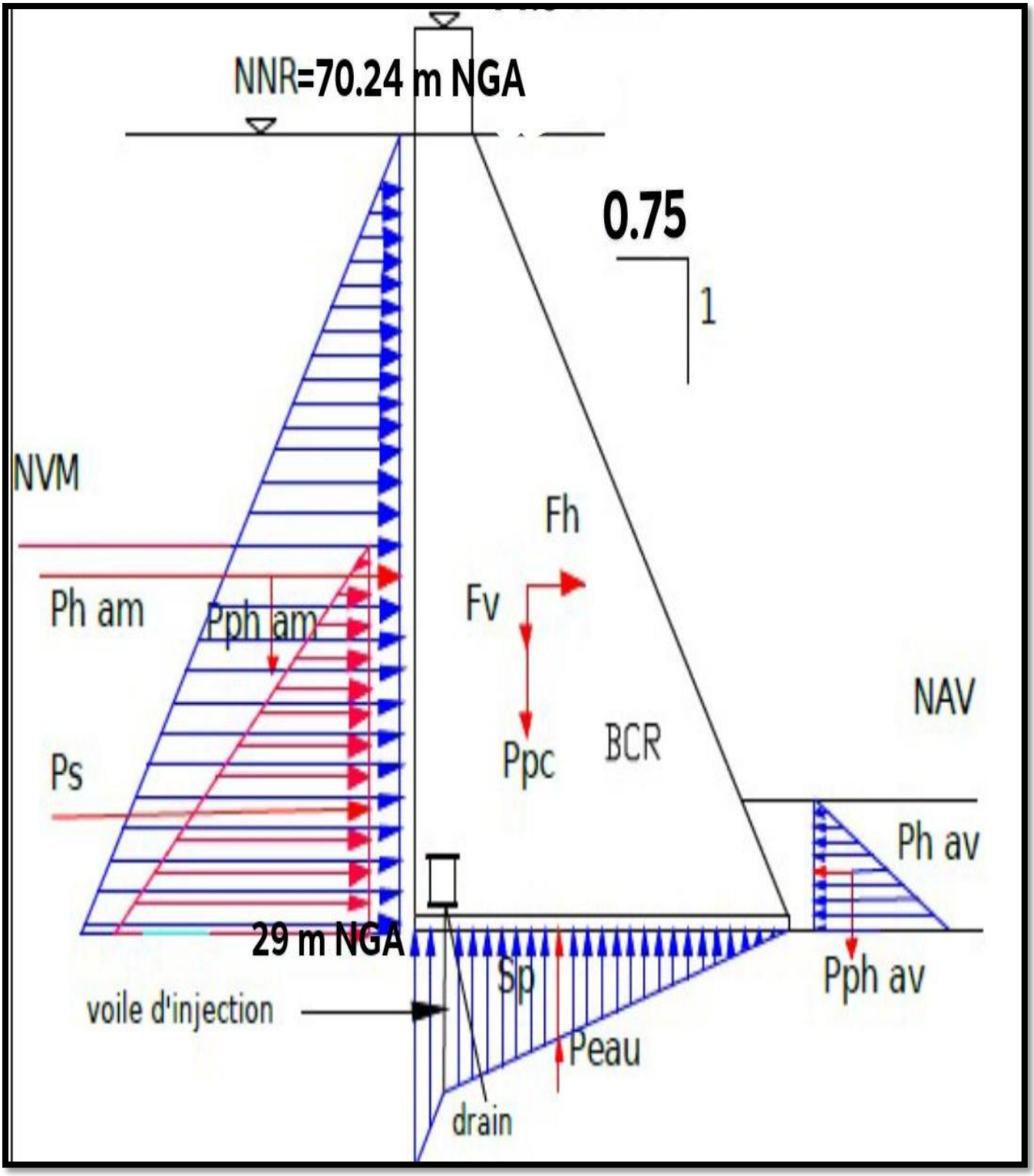


Figure V.1: Représentation des différentes charges appliquées sur le barrage de Boussiaba.

V.6 Stabilité au Glissement :

Le phénomène a étudié correspond à un glissement du bloc supposé monolithique et indéformable sur la base [AB], Sous l'action des forces verticales et horizontales.

La stabilité au glissement est régie par la formule suivante :

$$\frac{\sum F_v.tg\phi+C.S}{\sum F_H} > K_{adm}$$

Avec : F_V: somme des charges verticales ;

F_H: somme des forces horizontales ;

φ: Angle de frottement pris généralement = 45° ;

K_{adm}: Coefficient de sécurité;

K_{adm} >1.33 en conditions normales,

K_{adm}> 1.10 en conditions exceptionnelles

K_{adm} >1.05 en conditions extrêmes.

La cohésion le long de la section considérée pour le calcul de stabilité est la section de la base du barrage (une longueur 295 m et largeur 32.18)

($C.S = 0.15 \times (32.18 * 295)$=1423.97

C : Cohésion =0.15 MPa Pour le BCR

V.6.1 Conditions normales

$$\sum F_v = P_{PC} - S_{P1} + P_{ph1}^{am} + P_{ph}^{av}$$

$$\sum F_H = P_{h1}^{am} + P_s - P_h^{av}$$

AN :

$$\sum F_v = 15807.38tf$$

$$\sum F_H = 12378.38tf$$

$\frac{\sum F_v.tg\phi+C.S}{\sum F_H} = 1{,}39 > 1{,}33$ Condition vérifiée

➢ La stabilité au glissement dans les conditions normales de la retenue est vérifiée.

V.6.2 Conditions exceptionnelles

$$\sum F_v = P_{PC} - S_{P2} + P_{ph2}^{am} + P_{ph}^{av}$$

$$\sum F_H = P_{h2}^{am} + P_s - P_h^{av}$$

AN

$$\sum F_v = 15807.38\ tf$$

$$\sum F_H = 12851.02\ tf$$

$\frac{\sum F_v.tg\phi+C.S}{\sum F_H} = 1.34 > 1{,}10$ Condition vérifiée

- La stabilité au glissement dans les conditions exceptionnelles de la retenue est vérifiée.

V.6.3 Conditions extrêmes (cas d'un séisme)

$$\sum F_v = P_{PC} - S_P + P_{ph}^{am} + P_{ph}^{av} + F_v - \Delta P_{eau}$$

$$\sum F_H = P_h^{am} + P_s - P_h^{av} + F_h$$

AN : $\sum F_v = 16435.08\ tf$

$\sum F_H = 15025.61\ tf$

$\frac{\sum F_v.tg\phi+C.S}{\sum F_H} = 1{,}19 > 1{,}05$ Condition vérifiée

- La stabilité au glissement dans les conditions extrêmes de la retenue est vérifiée.

V.7 Stabilité au renversement :

On étudie la possibilité de basculement par Rapport au pied aval du barrage. Le coefficient de stabilité au renversement est défini comme le rapport du moment, par rapport au pied aval, des forces stabilisatrices sur le moment des forces motrices. Les moments sont exprimés en valeurs absolues.

$$\frac{MS}{MR} \geqslant K_{adm}$$

Avec :
MS : moment des forces stabilisatrices.
MR : moment des forces motrices ou renversantes.
K_{adm} : coefficient de sécurité au renversement.
K_{adm} >1.4 en conditions normales,
K_{adm}> 1.3 en conditions exceptionnelles
K_{adm} >1.2 en conditions extrêmes.
Les bras de levier sont calculés par rapport au point B au pied aval du barrage.

V.7.1 Conditions normales

h_{aval} : Hauteur du barrage = 8m
h_{NNR} : Hauteur du barrage = 40.24m
h_s : Hauteur des sédiments = 26.3m

$$MS = P_{pc.}\frac{2}{3}.m.h + p_{ph}^{av}.\frac{1}{3}.m.h_{av} + p_{ph}^{am}.m.(h + \frac{h_{NNR}}{3})$$
$$MR = p_h^{am}.\frac{1}{3}.m.h_{NNR} - p_h^{av}.\frac{1}{3}.m.h_{av} + P_s.\frac{1}{3}.h_s + Sp1.\frac{2}{3}.m.h$$

AN :

$$MS = 691333.4932 tf.m$$
$$MR = 241443.5085 tf.m$$
$$\frac{MS}{MR} = 2.86 > 1{,}4 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- La Stabilité au renversement dans les conditions normales de la retenue est vérifiée.

V.7.2 Conditions exceptionnelles

h_{aval} : Hauteur du barrage = 8m
h_{PHE} : Hauteur du barrage = 41.42m
h_s : Hauteur des sédiments = 26.3m

$$MS = P_{pc.}\frac{2}{3}.m.h + p_{ph}^{av}.\frac{1}{3}.m.h_{av} + \ p_{ph}^{am}.m.(h + \frac{h_{PHE}}{3})$$

$$MR = p_h^{am}.\frac{1}{3}.m.h_{PHE} - p_h^{av}.\frac{1}{3}.m.h_{av} + P_s.\frac{1}{3}.h_s + Sp2.\frac{2}{3}.m.h$$

AN :

$$MS = 691965.9767\ tf.m$$

$$MR = 258776.2591\ tf.m$$

$$\frac{MS}{MR} = 2.67 > 1{,}3 \quad \text{Condition vérifiée}$$

La Stabilité au renversement dans les conditions exceptionnelles de la retenue est vérifiée.

V.7.3 Conditions extrêmes (cas d'un séisme)

h_{aval} : Hauteur du barrage = 8m
h_{NNR} : Hauteur du barrage = 40.24m
h_s : Hauteur des sédiments = 26.3m
m=0.75

$$MS = P_{pc.}\frac{2}{3}.m.h + p_{ph}^{av}.\frac{1}{3}.m.h_{av} + \ p_{ph}^{am}.m.\left(h + \frac{h_{NNR}}{3}\right) + F_v.\frac{2}{3}.m.h$$

$$MR = p_h^{am}.\frac{1}{3}.m.h_{NNR} - p_h^{av}.\frac{1}{3}.m.h_{av} + P_s.\frac{1}{3}.h_s + Sp1.\frac{2}{3}.m.h. + (\Delta p_{eau})\frac{.2}{3}.m.h + F_h.\frac{1}{3}m.h$$

AN

$$\mathrm{MS} = 642718.14\ \mathrm{tf.m}$$

$$\mathrm{MR} = 260497.7591\ \mathrm{tf.m}$$

$$\frac{MS}{MR} = 2.47 > 1{,}2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

La stabilité au renversement dans des conditions extrêmes (présence d'un séisme) est vérifiée.

Conclusion

D'après les calculs effectués ci-dessus, on constate que la stabilité du barrage au glissement et au renversement est assurée dans les différentes conditions.

V.8 Calcul de Résistance

L'étude de contrainte régnant dans un barrage n'est envisageable qu'avec des méthodes numériques. Ce n'est qu'avec une géométrie simplifiée que les calculs sont partiellement faisables.

V.8.1 Méthode de la résistance des matériaux :

On considère une section horizontale du barrage. Cette section est soumise a un effort normal de compression N et un moment fléchissant Mg par rapport au milieu de la section. Le moment Mg est compté positivement s'il tend à comprimer le point aval de la section. Mg est lié au moment Ma exprime par rapport au point aval par la relation :

$$\mathrm{Mg} = \mathrm{Ma} + \frac{e \times N}{2}$$

Avec : e : longueur amont-aval de la section (m).

Cette formule suppose Ma positif dans le sens d'un basculement amont-aval.

En étudiant une tranche de 1 m, les formules classiques de la résistance des matériaux donnent pour les contraintes verticales :

$$\sigma z \text{ (amont)} = \frac{N}{e} - \frac{e * N}{2}$$

$$\sigma z \text{ (aval)} = \frac{N}{e} + \frac{6Mg}{e^2}$$

Avec le profil triangulaire simple et une hauteur Z =42.9 m à partir de l'amont, on a :

$$e = m.Z$$

$$\mathrm{N} = \frac{m.\gamma b.g.Z^2}{2}$$

$$\mathrm{Mg} = \frac{N.e}{6} + \frac{\gamma w.g.Z^3}{6}$$

$$\sigma z \text{ (amont)} = \left(\gamma b - \frac{\gamma w}{m^2}\right) gZ$$

$$\sigma z \text{ (aval)} = \frac{\gamma b.g.Z}{m^2}$$

A.N :

e =32.175 m

$\gamma b = 2.3(\mathrm{tf/m3}) = 2\,300$ kg/m3,

γw =1(tf/m3) =1000 kg/m3,

N = 15571.94 KN

Mg = 212593.65 KN.m

σz (amont) = 219.78 Kpa

σz (aval) = 1720.8 Kpa

V.8.2 Vérification de la condition de Maurice Levy :

A la suite de la rupture du barrage Bouzey (France), M. Levy s'intéresse aux conditions de propagation des fissures depuis le parement amont. Il fait remarquer que la condition σz **(amont)** $\geq$ **0** n'est pas suffisante. Dès l'apparition d'une fissure quelle qu'en soit l'origine (effet thermique, retrait…), la pression hydrostatique s'applique sur ses deux lèvres, ce qui diminue la valeur de σz Et permet à la fissure de se propager encore plus à l'aval.

Alors M. Levy propose le critère de stabilité suivant :

$$\sigma z\ (\textbf{amont}) \geq \textbf{Pression hydrostatique amont}$$

Cette condition, assure que la fissure se referme pour un profil triangulaire, rempli jusqu'au sommet, elle s'écrit :

$$\left(\gamma b - \frac{K.\gamma w}{m^2}\right) gZ \geq \boldsymbol{\delta gz}$$

K=0.4 coef de sous-pression

Soit encore :

$$\mathbf{m} \geq \sqrt{\frac{\gamma w}{\gamma b - K.\gamma w}} = \mathbf{0.73}$$

Avec cette forme, la condition de M. Levy est très pénalisante. Elle est de fait strictement respectée par très peu de barrage.

On se contente généralement de vérifier que le taux de satisfaction de la condition de M. Levy n'est pas trop faible :

$$\mathrm{r} = \frac{\sigma z}{pressionhydroamont} = \frac{\gamma b}{\gamma w} - \frac{1}{m^2}$$

AN:

$$\mathrm{r} = \frac{2.3}{1} - \frac{1}{0.75^2} = 0.52$$

Conclusion

Le calcul de contraintes permet, pour les barrages importants dans lesquels le gain économique n'est pas annulé par la complication du chantier, de déterminer la résistance minimale du béton et donc de moduler les dosages en ciment. En plus des critères suivants :

- Non-écrasement du matériau. Pour le béton on imposait de ne pas dépasser 28 % de la résistance à la compression à 90 jours ;
- Non mise en traction du parement amont alors qu'il travaille à la traction.

Voir plan N04

Chapitre VI :
Conception du barrage BCR et ces ouvrages annexes

Introduction :

Apres la détermination de la variante susceptible pour le site du barrage, maintenant donner des valeurs pour les différents organes est très important notamment les dimensions des volumes du BCR, les divers dosages des ciments utilisés, quels types d'adjuvants pour l'amélioration du BCR, les valeurs des résultats des essais de la résistance pour le BCR, et on donnant des recommandations pour le contacte fondation-béton.

VI.1 Aperçu sur la technique du béton compacté au rouleau (BCR)

VI.1.1 Définition

Les termes "Compaction au rouleau" et "Béton compacté au rouleau" sont définis comme suit : La compaction au rouleau est le processus par lequel on compacte le béton en utilisant un rouleau vibrant. Le béton compacté au rouleau, c'est du béton compacté à l'aide d'un rouleau compacteur. Plus spécifiquement, le béton compacté au rouleau est un béton ayant un affaissement nul qui est mis en place par couches successives et compacté à l'aide d'engins de terrassement conventionnels. Les constituants d'un BCR sont rigoureusement proportionnés de manière à ce que le béton fiais puisse supporter le poids d'un rouleau compresseur.

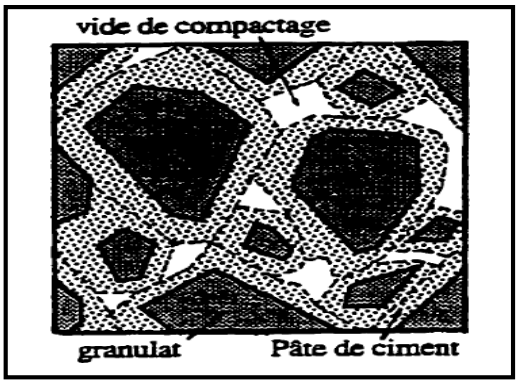


Figure VI.1 : Schéma de la structure interne des BCR montrant les vides de compactage

VI.1.2 Qualité du BCR

Comme pour tous les matériaux, les qualités d'un BCR peuvent se définir par la nature du comportement qu'il a sous l'action des sollicitations imposées. Compte tenu des fonctions d'un barrage, les qualités déterminantes de son matériau de construction sont :

- ✓ Densité d = (1,80 à 2,30) (t/m^3)
- ✓ Perméabilité k = 0 à 10^{-7} m/s.

Les caractéristiques mécaniques à la rupture à savoir :

- ✓ Angle de frottement = 45°
- ✓ Résistance à la compression Rc > 10 Mpa
- ✓ La cohésion c =0.15 Mpa pour le BCR

VI.1.3 Degré d'homogénéité

Comme tous matériaux de construction, le BCR n'est pas parfaitement homogène dans la masse de l'ouvrage qu'il constitue. On peut illustrer ce fait par l'introduction d'un

degré d'homogénéité s'évaluant en fonction de l'importance des plages de dispersion dans lesquelles se situent les valeurs mesurant les différentes caractéristiques du matériau.

Ce degré d'homogénéité est alors directement lié à la qualité du fonctionnement de l'ensemble du processus concourant à la mise en œuvre du matériau depuis ses origines jusqu'à son emplacement final : exploitation aux carrières et emprunts, fabrication des agrégats et des liants, dispositifs de transports, dispositifs de dosage, de malaxage, de réglage et compactage.

VI.1.4 Principaux constituants des BCR

Les constituants des bétons compactés au rouleau peuvent être assez différents de ceux des bétons conventionnels. Ils peuvent différer tant par leur choix que par leurs proportions. Étant donné le mode de mise en place des BCR, il convient de porter une attention particulière au type de liant ainsi qu'à la granulométrie des granulats si l'on désire obtenir des propriétés semblables à celles que l'on retrouve dans les bétons usuels. Généralement, les matériaux entrant dans la fabrication du BCR sont : le ciment Portland, les ajouts cimentaires (entre autre la cendre volante), les granulats, l'eau et des adjuvants chimiques tels que les réducteurs d'eau et les retardateurs de prise.

VI.1.4.1 Les liants

Le terme "liant" comprend à la fois le ciment Portland et les ajouts cimentaires. La quantité et le type de liant à utiliser dans les ouvrages en béton compacté au rouleau dépendent essentiellement du volume de la structure, du type d'ouvrage que l'on désire construire, des propriétés mécaniques requises et de la disponibilité des matériaux cimentaires.

Les teneurs en liants sont très variables allant de 60 kg/m^3 pour le barrage qui a été construit en Argentine (Uruguay-1) jusqu'à 248 kg/m^3 qui a été requis pour la construction du barrage Upper Stilwater aux États-Unis. Au Japon, il a été utilisé 120 kg/m^3 de liants comprenant 20 à 30% de pouzzolanes.

VI.1.4.2 Les granulats

VI.1.4.2.1 Définition

Les granulats sont un ensemble de particules de matière solide, provenant de roches meubles ou consolidées ou de matériaux recyclés ; ces particules sont de dimension, de forme et de nature diverses. On peut les agglomérer avec un liant pour produire des bétons de cimentou des bétons bitumineux.

Chaque panicule est composée d'un ou de plusieurs minéraux, ou bien de matièrevitrifiée ou encore d'un mélange de matière cristallisée et vitrifiée. La majorité des granulats utilisés en chantier sont composés de particules formées de minéraux.

VI.1.4.2.2 Sources de granulats

Les granulats sont classés en deux grandes catégories : les granulats naturels, issus de roches meubles ou massives extraites in situ et ne subissant aucun traitement autre que mécanique (c'est-à-dire concassage, criblage, lavage, sélection) et les granulats artificiels, qui proviennent de la transformation thermique de roches de minerais, de sous-produits industriels (laitiers, scories, etc.) ou encore de la démolition d'ouvrage ou de bâtiments divers en béton, souvent appelés granulats recyclés.

VI.1.4.2.3 Choix des granulats

Le choix de la granulométrie pour un béton compacté au rouleau est très important :

- Il s'agit en fait de déterminer une granulométrie permettant de minimiser le plus possible le volume d'air attribuable aux vides de compactage dans le but d'améliorer les propriétés du béton.
- Le choix des granulats a une influence directe sur les densités que l'on peut obtenir suite aux opérations de compactage ainsi que sur la ségrégation.

- Les granulats se divisent principalement en deux catégories soient les gros granulats (> 5 mm) et les granulats fins (< 5 mm).
- La texture et la forme des particules sont des variables qui doivent être prises en compte lors du processus de sélection des granulats et de formulation du BCR car elles ont une influence très nette sur l'indice des vides du mélange granulaire et, par conséquent, sur la proportion d'eau et de particules fines à utiliser pour combler ces vides (volume de pâte).
- L'effet est significatif puisque L'indice des vides passe de 28% à 20% en optimisant la forme et la texture des particules. Le volume des vides de compactage passe de 218 L/m^3 à 166 L/m^3 (Gagné *et al.*, 1995).

VI.1.4.3 L'eau

La quantité d'eau utilisée dans les BCR n'est pas nécessairement évaluée en fonction du rapport eau/liant comme dans les bétons usuels mais plutôt par des essais de compaction comme l'essai Optimum Proctor Modifié (variable en fonction de la méthode de formulation). Cette quantité d'eau est donc largement influencée par les proportions des différents constituants et joue un rôle prépondérant sur la facilité avec laquelle le béton peut être compacté.

La plupart des mélanges de BCR pour ouvrages massifs demandent entre 89 et 119 kg/m^3 pour des granulats de dimensions maximales supérieures à 50 mm (Dunstan, 1985).

VI.1.4.4 Les adjuvants

Les trois principaux types d'adjuvants actuellement utilisés dans la production des bétons compactés au rouleau sont les retardateurs de prise, les réducteurs d'eau et les agents entraîneurs d'air.

- Les réducteurs d'eau permettent principalement l'obtention de mélanges plus homogèneset facilitent les opérations de mise en place.
- Les retardateurs de prise permettent plus spécifiquement d'éviter les risques de priseprématurée et la formation de joints froids.
- Les agents entraîneurs d'air, leur utilisation pose encore aujourd'hui de gros problèmesdans ce type de béton.

VI.1.5 Principales méthodes de formulation des BCR pour barrage

La formulation des mélanges de béton compacté au rouleau pour la construction d'un barrage ne se fait pas au hasard. Elle vise avant tout à obtenir un matériau aussi économique que possible, et surtout performant.

Le BCR choisi peut être pauvre ou riche en liant dépendant des critères de conception, de l'emplacement de l'ouvrage, de la disponibilité des matériaux, des équipements de malaxage, et de la durée allouée à la construction.

Dans un barrage, si on opte pour la première solution, une membrane doit être installée à l'amont de celui-ci pour entraver l'infiltration de l'eau. Si c'est la deuxième solution qui est retenue, en revanche, la section entière est considérée comme imperméable à l'eau. Parconséquent, la cohésion entre les couches de BCR et la perméabilité du béton contrôlent les critères de conception.

L'Arnerican Concrete Institute dans son rapport concernant les bétons compactés au rouleau, fait état de l'existence de cinq méthodes pour la formulation de BCR pour barrages.

La sélection des propriétés envisagées pour le béton et la caractérisation des propriétés des matériaux utilisés lors du malaxage sont les principaux facteurs de départ de toutes ces méthodes de formulation, à cela s'ajoutent des gâchées d'essai afin de vérifier l'ouvrabilité du BCR pour la mise en place.

VI.1.5.1 Méthode du BCR pauvre en liant (*the lean RCC method*)

Le principe de cette procédure est similaire à celui utilisé pour les sols enrichis avec du ciment. La teneur en liant est généralement de l'ordre de 120 kg /m^3 et celle des ajouts variede 0 à 40%. La courbe granulométrique des granulats retenue devrait être économique, c'est à dire avec le moins de vides possible et avoir une forte proportion de particules fines pour assurer un bon remplissage des vides inter-granulaires.

Le diamètre maximal des gros granulats est habituellement fixé à 75 mm .

La quantité d'eau utilisée est déterminée en observant la consistance du mélange en variant la teneur en eau, ou par l'expérience acquise dans le passé .

Le coefficient de variation de la résistance à la compression des BCR fabriqués entre 22et 28%,

VI.1.5.2 Méthode simplifiée des sols (*the simplified soils method*)

Cette méthode est la même que celle décrite précédemment avec pour seules différencesles points suivants :

- la courbe granulométrique du granulat est fixée dès le départ ;
- elle implique un programme expérimental pour déterminer la quantité de ciment ;
- plutôt que de déterminer visuellement la quantité d'eau à introduire dans le BCR. La courbede compactage optimum Proctor du matériau granulaire est utilisée.

VI.1.5.3 Méthode du BCR riche en liant (*the high- paste method*)

La procédure de dosage des mélanges riches en liants a été développée (Dunstan, 1985) et modifié par le "*U.S Bureau of Reclamation*". Cette méthode est surtout utilisée pourformuler des BCR possédant des résistances mécaniques plus élevées, une perméabilité relativement faible proche de celle des bétons de masse conventionnels et une meilleure adhérence entre les couches.

Si le barrage se trouve exposé aux conditions climatiques sévères, il est nécessaire de protéger le béton par une membrane quelconque (Hansen et Reinhardt, 1991). Cette méthode oblige une utilisation des ajouts cimentaires qui peut parfois atteindre 75%.

Les étapes à suivre pour parvenir au mélange désiré s'enchaînent dans l'ordre suivant :

- Déterminer les densités des matériaux utilisés et le pourcentage des vides inter-granulaires du mélange du gros granulat (ϕ > 5 mm) ;
- Déterminer le rapport eau/liant nécessaire pour arriver aux résistances escomptées ;
- Choisir un rapport cendres volantes/ciment qui permet d'obtenir la résistance à lacompression visée à un âge donné ;
- Sélectionner le rapport pâte/mortier. Habituellement un rapport de 0,40 est utilisé ;
- Déterminer le pourcentage de mortier en se basant sur le principe que le volume dumortier doit excéder le vide intergranulaire du gros granulat par 5 à 10% ;
- Calculer par soustraction le pourcentage des gros granulats [1-mortier (%)] ;
- En supposant un volume d'air de 1,5%, calculer la masse volumique du BCR ;

- Faire une gâchée d'essai et mesurer le temps du Vebe test. Si ce temps n'est pas dans l'intervalle spécifié, des ajustements dans le mélange sont à entreprendre (généralementen jouant sur la teneur en eau).

VI.1.5.4 Méthode Japonaise (*the RCD method*)

C'est (*Roller Concret in Dam*). L'épaisseur des couches de BCR en utilisant cette méthode varie entre 700 et 1000 mm comparativement à 300 mm pour les autres méthodes. La masse intérieure du BCR est protégée par une épaisseur de 2 à 3 m de béton conventionnel. La méthode est surtout employée pour la construction de barrages monolithiques comme ceux réalisés en béton conventionnel .

Les deux critères de base qui régissent cette méthode sont :

- Le contenu en ciment doit être le plus bas possible. Des cendres volantes sont utilisées pour limiter la chaleur d'hydratation et un adjuvant chimique pour diminuer la quantité d'eau de gâchage,

- Le rapport sable/granulat est plus élevé qu'un béton de masse conventionnel pour diminuer la ségrégation et faciliter le compactage par les rouleaux vibrateurs.

Le choix de la quantité de matières cimentaires est fait en fonction des critères de résistance.

Cependant, pour la majorité des projets réalisés avec cette méthode, la teneur en liant est comprise entre 120 et 130 kg/m^3 comportant de 20 à 30 % de cendres volantes.

La quantité d'eau est choisie à l'aide de deux relations, soit celle de la résistance à la compression et celle du temps du test Vebe en fonction de la teneur en eau, (20 secondes est accepté).

VI.1.5.5 Méthode de la corporation des ingénieurs de l'armée Américaine (*the U.S. Army Corps of Engineers method*)

L'expérience acquise lors de la construction de plusieurs barrages en utilisant un BCR est de rigueur pour réussir avec cette méthode. Les étapes à suivre sont les suivantes :

- À partir d'un tableau, le rapport E/L maximum est déterminé selon les critères de performance exigés ;

- L'air occlus est estimée à 1 % du volume total ;

- La quantité d'eau est maintenant déterminée selon le diamètre maximal du gros granulat (ϕmax) et du temps du test Vebe, et ce, avec l'aide d'un tableau ;

- Les volumes respectifs de ciment et d'ajouts cimentaires peuvent maintenant être calculés ;

- Le pourcentage de gros granulat est déterminé à partir d'un tableau basé sur le ϕmax et le module de finesse du granulat fin. À partir de cela, le volume occupé par les granulats fins est calculé ;

- Le rapport pâte/mortier est déterminé pour s'assurer de remplir tous les vides granulaires, normalement, le rapport est supérieur à 0,42 ;

- Le mélange est ajusté pour obtenir la maniabilité désirée en faisant des gâchées d'essais.

Cette méthode comporte un inconvénient majeur, la formulation du BCR se fait à partir d'un critère de résistance ou d'une granulométrie donnée. Donc, il n'est

pas possible de prédire avec exactitude la maniabilité du BCR, et par conséquent, plusieurs ajustements sont nécessaires pour faciliter la mise en place du BCR au chantier.

VI.2 La conception du barrage et ces ouvrages annexes

VI.2.1 Implantation du site

Voir les plans N° 2, 4,5

L'axe d'implantation du barrage correspond à l'un des deux axes proposés par le bureaud'étude PROMON à l'issu des études de faisabilité réalisées en 1984. De cette analyse, il ressortait que l'axe « amont » identifié par PROMON était celui permettant d'inscrire l'ouvrage dans les conditions optimales d'un point de vue topographique.

Cet axe est rectiligne, d'orientation N 80,07° O et intercepte les rives de l'oued Boussiabaaux points de coordonnées suivants :

Rive droite	Rive gauche
N - 260650 E - 4 076 695,54	N -260945 ; E - 4 076644,79

VI.2.2 Caractéristiques de la retenue :

VI.2.2.1 Présentation

Pour définir les capacités de la retenue (capacité totale, capacité utile d'exploitation, tranche morte) et également la cote du couronnement du barrage, il est nécessaire deprendre en considération :

- la capacité de régulation nécessaire pour satisfaire les besoins en eau à l'aval

- les transports solides et leur répartition dans la retenue au terme des 50 années d'exploitation prévues, ce qui fixe la cote minimale du seuil des prises d'eau de la conduite d'alimentation du transfert, sans risque d'obturation de celles-ci ;

- la cote de retenue normale pour obtenir la capacité utile nécessaire compte tenu de la position de l'entonnement du réseau d'alimentation en eau fixant la cote limite d'exploitation (et donc la tranche morte) de la retenue pour garantir les besoins en irrigation et en eau potable.

- la position en altitude de la crête du barrage compte tenu:

  - du niveau des plus hautes eaux atteint lors de la crue projet ,PHE
  - de la revanche à réserver pour contenir le déferlement des vagues de la retenuesoumise au vent de projet. R

VI.2.2.2 Capacite utile d'exploitation de la retenue de Boussiaba

Les résultats de l'étude de régularisation ont permis de fixer à 55.01 hm^3 la capacité utile de la retenue de Boussiaba, permettant de régularisé annuellement 97.36 hm^3 pour compléter les besoins de transférer annuellement 80 hm^3 (dont 11 hm^3 destinés à alimenter en eau potable la région d'El Milia et 69 hm^3 destinés au transfert versle réservoir de Beni Haroun) et d'assurer un débit réservé annuel de 2,8 hm^3 (1/40 du module, soit 0,089 m^3/s) à l'aval du barrage, le tout avec une

probabilité de 0,9, soit un tauxde défaillance acceptable de 10%.

VI.2.2.3 Capacite et répartition des dépôt solides

Les études hydrologiques ont montré que les apports annuels moyens en sédiments pouvaient être estimés14.5 hm^3 pour 50 ans de durée de vie du barrage, fixant ainsi un volume total de 69.51 hm^3 pour une cote de retenue normale calée à 69.24 NGA et un niveau d'envasement au droit du barrage calé à 55.3 NGA.

Le niveau bas de la tranche utile d'exploitation de la retenue de Boussiaba, ainsi que leseuil des prises d'eau de la conduite d'alimentation du transfert au droit du barrage, doiventêtre impérativement situés au -dessus de cette cote critique pour pouvoir, pendant toute ladurée de vie du barrage, disposer du volume d'eau nécessaire transférable vers la régiond'El Milia et dans la retenue de Beni Haroun et sans risque d'obturation de ces prises par des sédiments.

VI.2.2.4 Capacités et cotes de retenue

Les valeurs de capacité de la retenue de Boussiaba ont été calculées d'après L'ARCGIS pour notre étude actuelle ou d'après le relevé topographique au 1/5 000^e de la cuvette effectuée par la société GEOCAT en 2003.**PLAN N01**

Les courbes « hauteur – capacité » de la retenue est indiquée dans le chapitre III.

Pour une cote de retenue normale (RN) fixée à 69.24 NGA nous obtenons les valeurs suivantes :

- Capacité totale de la retenue : 69.51hm3
- Capacité de la tranche morte : 14.5 hm3
- NNR : 69.24 NGA
- Capacité utile : 55.01hm3

VI.2.2.5 Cote des plus hautes eaux et cote de couronnement du barrage

VI.2.2.5.1 Cote des plus hautes eaux de la retenue

La cote des plus hautes eaux de la retenue est définie en considérant le laminage de lacrue de projet par la retenue.

Le débit Q_T de la crue de projet (T = 1 0000 ans) retenue pour le site du barrage de Boussiaba est un débit de pointe 10000 ans déterminé à partir d'un hydrogramme de cruetriangulaire de temps de base T_B et de temps de concentration $T_C = ½ T_B$ (en moyenne lescrues sont symétriques).

Pour le site de Boussiaba, les études d'hydrologie ont conduit aux valeurs suivantes

$Q_{(100000)} = 1101.4\ m^3/s$

$T_B = 24$
$Qemax=277.34m^3$

$T_C = 11.64$ heures

Les calculs de laminage de la crue par la retenue avec un déversoir de surface

rectiligne à seuil libre, composé d'une passe unique de 100 m de largeur, montrent que les plushautes eaux (PHE) atteignent la cote 70.42NGA pour une épaisseur de lame déversantede 1.18 m et un débit maximal évacué de l'ordre de 277.34 m^3/s.

VI.2.2.5.2 Cote de couronnement du barrage

Cette cote est définie à partir de la cote des plus hautes eaux (PHE) et de la hauteur derevanche à réserver afin de contenir le déferlement des vagues produites par le vent de projet soufflant dans l'axe longitudinal de la retenue.

Compte tenu d'un vent de projet de 130 km/h et d'un fetch effectif de 635 m, la formule de Concernant la crue de projet millénale, ces deux paramètres permettent d'aboutir à unehauteur de revanche de 1,46 m qui, ajoutée à la surélévation correspondant aux plus hautes eaux de la retenue (PHE), fixe la cote de crête du couronnement du barrage à: 71.9NGA,

VI.2.2.6 Hauteur de barrage :

La hauteur de barrage est donnée par :

$$\mathbf{H_b = (NNR - C_f) + h_{dév} + R + T}$$

Avec :

H_b: Hauteur de barrage (m)

NNR : Cote correspondante au volume normale de la retenue (69.24m).

C_f : Cote de fond jusqu'au le bon terrain rocheuse (29m)

$h_{dév}$: Charge déversante(1.18m).

R : Revanche (R=1.46m)

AN :

t : pour le tassement du barrage poids sur une fondation granit sain.(t=0.02).

H_b=42.9*m*

Sous l'action de la crue décamillénale, le niveau maximal probable de la retenue se situe à la cote 70.42 soit 33 cm en dessous du couronnement du barrage. L'action combinée de cette crue extrême et du vent de projet provoque un déferlement des vagues sur le couronnement du barrage, jugé acceptable compte tenu du caractère non érodable du BCR qui ne met pas en cause la pérennité de l'ouvrage.

VI.2.2.7 Tableau récapitulatif des côtes et capacitésde la retenue

Sont récapitulées dans le tableau ci-après les principales cotes et capacités de la retenueet du barrage de Boussiaba.

Tableau VI.1 : récapitulatif des côtes et capacités de la retenue

Cote de la crête du barrage	71.9 NGA
Cote des Plus Hautes Eaux ($PHE_{1\ 000\ ans}$)	70.42 NGA
Cote de Retenue Normale (RN)	69.24 NGA
Capacité régularisée annuellement	97.36hm^3
Capacité totale	69.51 hm^3
Tranche morte	14.5 hm^3

Capacité Utile	55.01 hm^3

VI.2.3 Conception du barrage de Boussiaba

VI.2.3.1 Topographie du site du barrage

Voir les plans N° 01 ; N°0 2

Le site du barrage de Boussiaba se trouve dans la partie la plus étroite de la vallée, là où celle-ci décrit plusieurs méandres serrés en formes de « S ». Au droit du verrou devant accueillir le barrage, le lit de l'oued est à une cote moyenne de 35,00 NGA et les largeurs des lits mineur et majeur sont respectivement de l'ordre de 60 m et 120 m. l'axe du barrage projeté est dissymétrique avec une rive droite (35° sur l'horizontale) plus accusée que larive gauche (25° sur l'horizontale). Dans la zone du barrage et à l'aval de celui-ci, le lit de l'oued adopte une pente relativement faible de l'ordre de 0,13 %

VI.2.3.1.1 Cadences et volume du BCR :

Le volume de BCR prévu pour le barrage

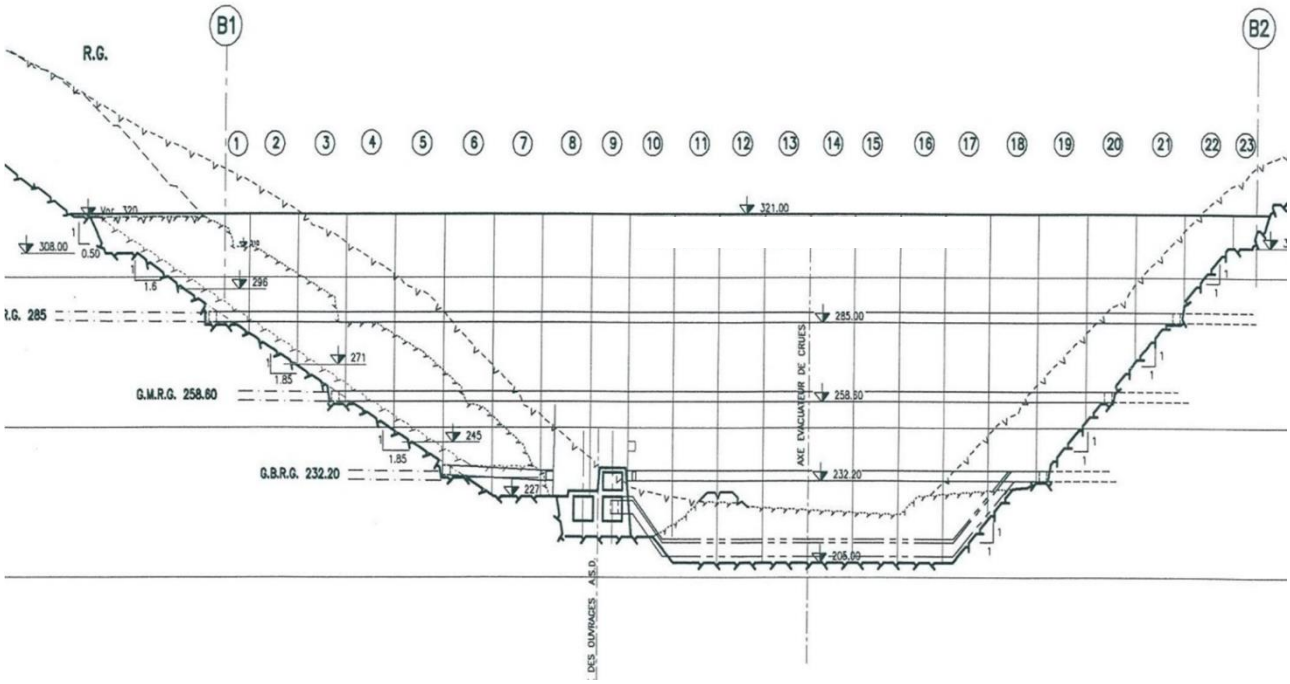


Figure VI.2: Découpage par plots du barrage.

VI.2.3.2 Géologie du site du barrage

Voir le plan N° 2

Le substratum du site du barrage est systématiquement formé de microgranites qui, dans leur matrice, sont durs, compacts et très résistants. Ces faciès sont à granularité fine etuniforme de couleur gris verdâtre devenant parfois blanchâtre en profondeur. Le massif desmicrogranites 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 etsur les versants par les produits d'altération des microgranites sur de faibles épaisseurs.

VI.2.3.3 Le barrage en BCR

Voir les plans N° 2,4, 5,6

VI.2.3.3.1 Choix du type de barrage

Apres une étude technico-économique etcomparative prenant en compte la variante préconisée consistant à réaliser le barrage en Béton Conventionnel Roulé (BCR),

Selon l'étude technico-économique et comparative des ouvrages, réalisée dans le cadre du chapitre 4, plaident largement en faveur d'une solution en BCR dans la mesure où l'intégration de l'évacuateur sur le parement aval du barrage permet une économiesubstantielle sur le coût global de construction par rapport à une solution en remblais nécessitant une implantation en rive des ouvrages d'évacuation.

Notons par ailleurs que la réalisation d'un remblai à noyau étanche se heurterait à une contrainte majeure du fait de l'absence, à une distance économique du site, de matériaux argileux en qualité et quantité suffisantes, alors que la réalisation d'un barrage poids en BCR est tout à fait adaptée au site de Boussiaba pour les raisons suivantes:

- bonnes conditions topographiques, permettant une réalisation dans les meilleures conditions,
- stabilité naturelle des versants,
- pas de faille dans l'emprise de l'ouvrage,
- rocher sain proche de la surface (peu d'excavations),
- zones d'emprunt de qualité pouvant fournir très largement les volumes de matériaux nécessaires à la fabrication économique des granulats à béton pour le BCR,
- carrière de granite en exploitation à proximité du site.

Dans ces conditions, j'ai décidé d'orienter les études de conception sur une solution BCR.

VI.2.3.3.2 la technique du barrage type «BCR »

Avant de décrire sommairement le type de barrage adopté dans le cadre de la présente étude, il est utile de rappeler quelques notions de base.

En ce qui concerne la conception du parement amont, les barrages BCR peuvent être sommairement classés en deux grandes catégories :

- barrages pour lesquels les fonctions étanchéité et stabilité sont toutes deux assurées dans la masse du barrage; ce type d'ouvrages se rapproche davantage des solutions en BCV (Béton Conventionnel Vibré),
- barrages avec écran étanche dans l'épaisseur du parement amont, pour lesquels les fonctions stabilité et étanchéité sont séparées.

Dans la première catégorie on cherche à avoir un BCR étanche dans la masse et entre les couches (ce qui est toujours plus difficile à obtenir), grâce à un mortier de liaison entre couches

de BCR, et parfois grâce à une augmentation du dosage en liant du BCR dansune zone voisine du parement amont ou même pour l'ensemble de l'ouvrage (cas du barrage de Beni Haroun par exemple).

Dans cette catégorie on peut classer les parements :

- en BCV mis en place en même temps que les couches de BCR du corps du barrage,
- constitués d'éléments préfabriqués en BCV, sans joints étanches,
- constitués de béton extrudé, sans joint étanche,
- en BCR très enrichi en liant et avec de grandes contraintes de mise en œuvre.

Dans la deuxième catégorie la fonction étanchéité est supposée entièrement assuréepar le parement amont. Dans cette catégorie on peut classer les parements constitués:

- de BCV de forte épaisseur, avec traitement aux joints de reprise (technique japonaise RCD) ; cette technique n'a été utilisée qu'au Japon ou dans un nombre limité de cas surdes projets avec des entrepreneurs japonais et des financements japonais. Elle ne permet pas d'obtenir des économies très importantes,
- d'un mur amont en béton armé, avec joints waterstop, construit avant mise en place du BCR (barrages de Petit-Saut, du Sep et de Ziga) ; cette technique a posé de nombreux problèmes liés à la déformation du masque et à sa fissuration et ne peut pas être employée pour des barrages de hauteur supérieure à 50 m,
- d'un masque amont en béton armé, avec joint waterstop, construit après mise en place du BCR (barrages de Salto Caxias et Pak Mun) ; cette tecnique n'a que très peu été utilisée car elle requiert de coffrer deux fois le parement amont, nécessite une grandequantité d'acier pour éviter la fissuration et n'est bien adpatée qu'à des barragesrelativement longs,
- d'une membrane d'étanchéité, dans la majeure partie des cas en PVC, posée sur leparement amont (barrages du Riou, de Concepcion, de Nacaome, de Balambano, de la Miel I, d'Olivenhain, etc.) ou entre des éléments préfabriqués en bétonet le BCR (barrages de Winchester, d'Urugua 1, de Capanda, de C .E. Siegrist, de Burton Gorge,etc.). Une variante à cette dernière conception consiste à couler un mastic bitumineuxentre le masque et le BCR (essentiellement utilisée dans le Sud de la Chine barrage de Kengkou).

La membrane PVC placée sur le parement amont du barrage a une fonction d'étanchéité. Elle permet de diminuer les contraintes, et donc les coûts, sur le matériau BCR et les spécifications sur les conditions de mise en œuvre du BCR, celui-ci n'ayant plus à assurer que la seule fonction stabilité de la structure. En outre, elle permetd'assurer la continuité de la sécurité du barrage, même en cas de séisme majeur, qui, dans la plupart des cas, entraînera une fissuration importante du parement amont et la perte de l'étanchéité du barrage. C'est cettesolution qui a été retenue pour le barrage de Boussiaba.

En effet, en règle générale et sauf à dépenser beaucoup d'argent pour cela, le bétoncompacté au rouleau, n'a pas une « imperméabilité » suffisante pour garantir l'étanchéité, du fait notamment de safaible teneur en ciment. Dans le cas de barrages dans des régions très chaudes, il faut en outre prévoir des moyens de refroidissement du béton très importants pour éviter une fissuration des bétons et un mauvais accrochage entre chaque couche de BCR.

VI.2.3.3.3 Présentation générale - accès au barrage

Le barrage est un ouvrage poids en Béton Compacté Roulé (BCR) de 295 m de longueur en crête et de 42.9 m de hauteur maximale environ au-dessus du fond de fouille (37m environ au-dessus du terrain naturel).

D'orientation Est - Ouest, son axe est rectiligne et est à peu près perpendiculaire à la vallée.

Les ouvrages hydrauliques sont situés :

- sur le parement aval en partie centrale pour l'évacuateur de crues,

- en rive droite pour les circuits de la vidange de fond, du transfert en eau potable et eneau d'irrigation et des débit réservés.

Les ouvrages de dérivation provisoire sont constitués d'une galerie au rocher traversant l'éperon rive droite et d'un batardeau amont en remblai.

L'accès principal au pied du barrage se développe au stade final en rive droite de l'oued Boussiaba depuis l'actuelle route n°39 qui relie EL Milia à Collo.

VI.2.3.3.4 Coupe type

Voir le plan N°5

Dans le cadre des études variantes de barrage en BCR ont été étudiées a la base des critères de stabilité et économique de l'ouvrage :

- profil poids classique comprenant un parement amont vertical dans leszones courante et déversante du barrage et un parement aval de fruit 0,75H/1V,

Au final, le barrage est donc constitué par :

- une partie centrale supportant l'évacuateur de crues, réalisée entièrement en BCR jusqu'à la cote 69.24 NGA, puis en béton conventionnel vibré pour le seuil de l'évacuateur. Le coursier et les bajoyers de l'évacuateur sont également réalisés en béton conventionnel,

- des parties latérales sur chaque rive réalisées entièrement en BCR jusqu'au couronnement du barrage calé à la cote 72.9 NGA.

Les parements amont et aval pourront être réalisés soit en BCR enrichi au coulis (si la formulation finale retenue contient au moins de 150 à 160 kg/m^3 de liant), soit en béton

conventionnel vibré coulé en même temps que le BCR, soit en éléments préfabriqués, pour éviter toute dégradation du BCR dans le temps.

L'étanchéité de l'ouvrage est assurée par une membrane PVC fixée directement sur le parement amont du barrage. Un géotextile ant-ipoinçonnant et drainant est mis en place entre la membrane et le parement amont du barrage.

Une galerie de drainage de 2,50 m de largeur et de 3,00 m de hauteur est intégrée dans le pied amont du barrage et se prolonge dans les appuis. Cette galerie collecte les débits defuites éventuelles provenant duréseau de drains sub-verticaux situé à l'aval immédiat de la membrane d'étanchéité.

L'étanchéité de la fondation est assurée par un voile profond monolinéaire incliné de 30° vers l'amont pour tenir compte de la structure du substratum caractérisée par une fissuration sub-verticale dominante.

Un voile de drainage vertical dans la fondation de l'ouvrage est situé à 6 mètres du piedamont du barrage, en aval du voile d'étanchéité.

Les caractéristiques géométriques principales du barrage sont les suivantes:

- cote théorique du barrage (hors revêtement routier) : 71.9 NGA,
- revanche de 2.66 m au-dessus de la retenue normale (RN), de 1,46 m au-dessus des PHE engendrées par la crue de période de retour 10 000 ans,
- largeur en crête : 5,00 m,
- épaisseur à la base à la cote 29 NGA : environ 38,00 m,
- longueur en crête : 295,00 m environ,
- Hauteur maximale au dessus du fond de fouille : 42.9 m (37 m au dessus du terrainnaturel),
- le parement amont est vertical,
- le parement aval est vertical de la crête jusqu'à la cote 69.24NGA, puis incliné à 0,75H/1V en dessous.

VI.2.3.3.5 Profondeurs des fouilles

Compte tenu des observations faites au chapitre 2 de la hauteur relativement modeste du barrage et de la bonne qualité constatée de la fondation (fracturation « fermée », altération), le niveau de fondation adopté correspond à la limite entre les faciès G1 et G2, conduisant à des profondeurs de fouilles modestes suivantes :

- 8,00 m en partie haute de l'appui rive gauche,
- 7,00 m en partie haute de l'appui rive droite,
- de l'ordre de 5,00 m en partie médiane des versants RD et RG,
- entre 5,00 et 10,00 m en fond de vallée, en fonction de l'épaisseur des alluvions.

Ces excavations devront permettre de dégager les horizons de gore (arènes granitiques) etles niveaux fortement altérés classés G0 et G1. Présents sur les rives.

En fond d'oued les excavations devront expurger les alluvions et enlever la faible tranchealtérée dont l'épaisseur au-dessus du rocher sain, est inférieure au mètre.

VI.2.3.3.5.1 Solution adoptée pour la fondation :

La fondation du barrage doit être découpée en plusieurs lot ; cela est une solution très recommandée pour que le chantier soit indépendant en lui-même, donc facilité la mise en place dons chaque lot appart les matériaux adéquats pour le traitement de la fondation, le BCV et le béton conventionnel jusqu'à le niveau du démarrage de la mise en place du BCR, la figure suivante illustre bien la façon de ce découpage prévue pour la fondation du barrage.

VI.2.3.3.5.2 Préparation du fond de fouilles :

La préparation de la surface de fondation s'est poursuivie dans la région du fil d'eau ainsi qu'à la base de la rive droite.

En fond de vallée, la purge et le nettoyage du rocher avant bétonnage sont nécessaire pour assurer une bonne adhérence entre la dalle de béton et la roche.

VI.2.3.3.5.3 Contact fondation - BCR :

Dans la fondation du barrage, on peut distinguer deux parties:

- A l'aval du voile d'injection, où il faut avoir un bon contact mécanique entre l'appui et le corps du barrage ;

- A l'amont du voile en revanche ou il y'a plus d'exigence de bon contact mécanique, et d'une continuité de l'étanchéité, de telle façon que des infiltrations en fondation ne puissent pas contourner labase du masque du barrage et venir saturer les organes internes de drainage.

Alors qu'à l'aval l'un quelconque des deux procédés devrait pouvoir être appliqué, les exigences pour la partie amont devraient conduire à préférer le procédé classique avec béton conventionnel au contact, qui a fait ses preuves sur de nombreux ouvrages, sauf à démontrer clairement que la technique du GERCC est au moins équivalente en matière d'étanchéité.

Quand le traitement de la fondation dans les 84 lots soit terminé, la mise en place du BCR débute mais maintenant elle va suit un autre découpage transversal par rapport à l'axe du barrage, on lui fait 23 plots de largeurs égaux comme la figure suivante le montre.

VI.2.3.3.6 Les matériaux constitutifs du barrage

VI.2.3.3.6.1 Présentation

Repérage des zones d'emprunt de matériaux reconnues par puits des zones d'emprunt est détaillé dans l'Annexe 2

Le barrage de Boussiaba est un barrage poids en Béton Compacté au Rouleau (BCR) intégrant du Béton Conventionnel Vibré (BCV) pour les ouvrages particuliers inclus dans lecorps du barrage comme les structures de la vidange de fond et du circuit de transfert, leseuil et le coursier de l'évacuateur de crues. Les parements amont et aval sont prévus enBCR enrichi.

Les campagnes de reconnaissances réalisées au stade de l'APD ont permis de localisersix zones d'emprunt ; cinq se situent à l'intérieur de la cuvette (zones A, B, C, D et E) et une à l'aval du site (zone F), toutes situées dans un rayon inférieur à 1,5 km par rapport au site du barrage (voir **l'Annexe 2**).
Ces zones d'emprunt constituées, d'alluvions grossières (sables, graviers et cailloux), sontsusceptibles de fournir en quantité suffisante, après concassage, les granulats pour la confection du BCR. Les volumes bruts d'alluvions potentiellement exploitables à partir des cinq zones d'emprunt situées dans la cuvette (zones A, B, C, D et E) sont de l'ordre de1 310 000 m^3.

On peut également noter que les alluvions du lit actuel de l'oued Boussiaba traversant ceszones d'emprunt été reconnues sur un largeur variant entre 50 à 100 m et sur plus de deux kilomètres ; elles représentent à elles seules un volume de l'ordre de 988 800 m^3, largement suffisant pour satisfaire les besoins en granulats du barrage en BCR.

Les matériaux alluvionnaires de la zone d'emprunt F n'ont pas été quantifiés mais représentent également un volume énorme, exploitable le long de l'oued sur plusieurs kilomètres.

En ce qui concerne les carrières de microgranites gris existantes tout le long de la route qui mène au site du barrage, les échantillons prélevés dans la carrière de «

Bouzekri », en cours d'exploitation et située à moins d'un kilomètre du site du barrage, se révèlent d'excellente qualité et pourront fournir également en quantité suffisante des granulatsd'excellente qualité pour la confection des bétons conventionnels, mais qui seront en contre partie assez exigeants pour le matériel de production, du fait de leur bonnes qualités mécaniques.

Les volumes des matériaux disponibles à partir de ces carrières sont très importants etpeuvent être estimés à plusieurs dizaines de millions de m^3.

Seules les alluvions grossières, relevées dans les zones d'emprunt, présentent un risquepotentiel d'alcali-réaction ; il conviendra donc d'adapter le liant en conséquence, en retenant un ciment riche en laitier.

VI.2.3.3.6.2 Le BCR et ses matériaux constitutifs

VI.2.3.3.6.2.1 Eau de gâchage barrage Boussiaba

L'eau de gâchage sera prélevée directement dans l'oued Boussiaba. Les compositions indiquées dans le tableau ci-après serviront de critères pour la sélection des matériaux entrant dans la confection du BCR. Ces données ont été collectées et analysées dans lecadre de l'étude d'impact de ce projet.
Quatre prélèvements d'eau ont été effectués dans le lit de l'oued, au droit du site du barrage. Ces prélèvements ont été soumis à des analyses par le Laboratoire de Chimie des Eaux . (ANRH — Antenne régionale Est — Constantine). Les principaux résultats sont portés dans le tableau suivant

Tableau VI.2: Résultats des analyses d'eau prélevée dans l'oued Boussiaba au droit du site du barrage

* MES = matières en suspension ;** MO = matières organiques ;*** TH = dureté totale

	28 janvier 2003	20 octobre 2003	17 février 2004	13 juin 2004
pH	7,87	7,52	8,07	8,06
MES * en mg/l (à 105°C)	120	120	60	60
Oxygène dissous en mg/l	71,5	9,5	12,5	98,8
MO ** en mg/l	3,7	2,3	4,1	1,7
HCO_3 - en mg/l	116	232	220	201
SO_4 -- en mg/l	94	94	96	86
Cl - en mg/l	45	50	50	55
Ca ++ en mg/l	42	68	68	58
Mg ++ en mg/l	23	31	29	32
Na + en mg/l	24	34	36	11
K + en mg/l	1	2	3	2
TH ***	20	---	---	---

VI.2.3.3.6.2.2 Granulats pour barrage Boussiaba

Dans ce qui suit, les matériaux granulaires (sables et graviers) sont répertoriés selon la classification rapide du LCPC (Laboratoire C entral des Ponts et Chaussées — France) ;
Les alluvions du lit actuel de l'oued Boussiaba révèlent une disponibilité largementsupérieure aux besoins estimés pour la réalisation d'un ouvrage en BCR.
Le lit mineur peut être exploité sans découverte importante des matériaux limoneux. Par contre, sur les terrasses de toutes les zones prospectées, des épaisseurs appréciables deplusieurs mètres de limons sableux devront être découvertes pour permettre une éventuelleexploitation des alluvions grossières sous-jacentes. Il est à remarquer que la zone délimitée par le lit de l'oued actuel est très largement suffisante pour satisfaire les besoins en granulats du BCR et qu'il sera judicieux en termes de coût d'exploitation de favoriser ce site pour la confection des granulats

Sont résumés ci-après, les natures et quantités des matériaux graveleux extraits desdifférentes zones d'emprunts potentiellement exploitables.

Tableau VI.3: Granulométries moyennes des matériaux granulaires issus des zones d'empruntpotentiellement exploitables

Zone d'emprunt	Classification (LCPC)	Cailloux(%)	Graviers (%)	Sables (%)	< 80µ (%)
A	Gm	39,5	32	28,5	4
B	Gm / Sb	26,5	26,5	47	6
C		38	22,33	39,66	8
D zone fine	SA	0	5	68	44
D Zone grossière	Gm / SA	26,89	22,67	50,45	7,89
E	GA/ Gm	41,23	25,41	33,36	5,82
F	Gm / Gb	47,75	27,75	24,50	2,25

Vue des essais réalisés (valeur moyenne de L.A. 30 %), ces matériaux peuvent convenir pour un BCR, avec cependant des opérations de criblage et de concassage à prévoir afind'obtenir une courbe granulométrique la plus continue possible avec éventuellement unajout de fines (cendres volantes ou similaire) pour compenser celles éventuellement perdues lors de l'extraction sous nappe des matériaux alluvionnaires. Le tableau suivant donne les ordres de grandeur des volumes exploitables pour chacune des zones d'emprunt ; ces cubatures ont été estimées sur la base du plan topographiqueau 1/5000^{e}. ***Voir le Plan N01***

A titre indicatif, les alluvions du lit actuel de l'oued Boussiaba représentent un volume de l'ordre de 593 300 m^3 hors nappe et de 395 500 m^3 sous nappe pour un volume total de 923 000 m^3 avec une nappe située en moyenne à 2 m de profondeur largement suffisant pour satisfaire les besoins en granulats du barrage en BCR.

Notons également qu'il est possible d'augmenter les réserves de la zone délimitée par le lit actuel de l'oued (en limitant ainsi les volumes de découverte) en exploitant sans problème une bande supplémentaire de part et d'autre des rives de l'oued. Le volume de cette zone est alors augmentée de façon substantielle, comme indiqué ci-dessous :

	Surface (m^2)	Epaisseur Limons (m)	Epaisseur Alluvions (m)	Volume Découverte (m^3)	Volume Alluvions (m^3)
50 m de part et d'autre	412 000	0,2	3,0	82 400	**1 236 000**

Le fuseau granulométrique des granulats du BCR est le suivant:

Dimensions AFNOR	Tamis (mm)	% en poids passant à travers le tamis
49	63	100
44	20	60 - 75
41	10	45 - 60
38	5	35 - 50
31	1	15 - 27
20	0,08	8 - 15

Tableau VI.4: Fuseau granulométrique des granulats du BCR

Le BCR le plus sollicité (zone des fondations jusqu'à la cote 47,00 NGA) sera caractérisé par une granulométrie écrêtée à 40 mm, le BCR nécessitant peu de cohésion (partie courante du barrage depuis la cote 47,00 NGA jusqu'à son couronnement) sera caractérisé par une granulométrie écrêtée à 63mm.

VI.2.3.3.6.2.3 Le liant pour barrage Boussiaba

Compte tenu que les alluvions grossières entrant dans la constitution du BCR présentent un risque potentiel d'alcali-réaction, le liant retenu pour le chantier de BCR sera un liant à forte teneur en laitier avec ajout de cendres volantes si le pourcentage de fines est insuffisant. Quant aux granulats extraits des carrières de granites et utilisés pour la fabrication desbétons conventionnels (BCV), ceux-ci ne présentent aucun risque potentiel d'alcal-iréactionet le liant utilisé pourra être du type CPA si l'eau de la retenue future ne présente pas d'agressivité vis à vis des constituants du BCV ou du même type que celui entrant dans la composition du BCR dans le cas contraire. Par ailleurs l'adoption de la méthode de mise en place de BCR par couches inclinées permettra de réduire le temps de recouvrement entre couches de BCR, à moindre coût.

Compte tenu de la conception actuelle du barrage - étanchéité séparée par géomembrane et non nécessité de liant entre couches sur la plus grande partie du barrage- il n'est pas à priori nécessaire de disposer de liant spécial à faible chaleur d'hydratation ménageant la possibilité de longues interventions entre chaque couche de BCR à mettre en place.

Le dosage en ciment adopté pour le BCR sera à adapter en fonction des caractéristiquesmécaniques des matériaux constitué fs du BCR (granulats, ciment, cendres) à atteindre et devra être testé en laboratoire avec les matériaux du site lors des essais préliminaires. Compte tenu des résultats de calcul de la résistance à la compression du BCR issus de l'étude de stabilité du barrage (cf. annexe 6), le dosage en ciment du BCR sera tel que la valeur de résistance à la compression simple devra être à minima de 10 MPa à 90 jours.

VI.3 Conclusion :

La mise au point finale de la formulation du BCR au moyen d'essais de laboratoire et deplanches d'essai sera faite sur le chantier en fonction des matériaux disponibles. Cesessais permettront de vérifier que les matériaux extraits des zones d'emprunt auront étépréparés convenablement et que l'action d'un compacteur sur ces matériaux permet d'atteindre, au moyen d'adaptations éventuelles, les mêmes caractéristiques mécaniquesque celles retenues dans les calculs de stabilité effectués déjà.

Le BCR sera mis en place par couche de 30 cm d'épaisseur, et fabriqué dans une centrale à béton qui sera équipée d'un automate permettant de contrôler en continu les gâchées produites notamment en ce qui concerne la teneur en eau et le dosage en ciment compte tenu des faibles dosages de ces deux constituants essentiels du BCR

Chapitre VII :
Organisation de chantier

Introduction

Ces facteurs revêtent une importance majeure pour l'exécution des travaux dans les meilleures conditions.

Le bon déroulement d'une réalisation du barrage consiste à établir d'un très bon plan de travail, comportant un planning prévisionnel des travaux pour atteindre la satisfaction des couts et de la durée de l'exécution. Ainsi qu'utiliser la main d'œuvre et le matériel d'une façon économique.

Une reconnaissance meilleure du lieu de chantier aide énormément à planifier des travaux dans les diverses opérations, afin depouvoir répondre aux temps dictés par le cahier de charge.

Donc une bonne organisation de chantier a du bénéfice dans la diminution du prix de l'ouvrage ainsi que le temps.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

➢ Définir avec précision les plans d'exécution, les modes opératoires permettant la miseen pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement.

➢ Repartir et coordonner les taches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée.

➢ Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopte unemécanisation de plus en plus poussée.

➢ Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayantune influence importante sur le prix de revient.

➢ Une économie : synchronisation et réduction des travaux.

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dansles meilleures conditions.

VII.1 Planning des travaux :

Le programme général des travaux de construction du barrage de Boussiaba été établi en prenant comme référence les durées de réalisation d'ouvrages similaires en BCR.

Les principales quantités de travaux nécessaires à la réalisation du barrage de Boussiaba se résument comme suit :

- 290 000 m3 de délais meubles et rocheux à l'air libre,
- 2 700 m3 d'excavations en souterrain,
- 117 000 m3 de remblais,
- 148 200 m3 de béton compacté au rouleau,
- 19 100 m3 de béton conventionnel, dont 800 m3 en galerie.

Le programme détaillé est représenté figure 6.1. Il a été établi sur la base de 6 jours travaillés par semaine et 2 postes de travail par jour. Sur ce programme est indiquée la période de forts débits de l'oued Boussiaba de décembre à mars, période pendant lesquels les débits moyens sont supérieurs à 7 m3/s, ce qui conditionne le phasage de réalisation des ouvrages de dérivation provisoire (galerie et batardeau).

Le délai global de construction du barrage et de ses ouvrages à 2,5 années.

Pour les grands postes, il se décompose de la manière suivante :

- Mobilisation du chantier :2,5 mois
- Accès RD et RG :6 mois
- Préparation des zones d'emprunts et fabrication des granulats 7mois
- Galerie de dérivation provisoire :4 mois
- Batardeau amont mois :3
- Fouilles du barrage et excavations des galeries de drainage :6 mois

- Construction du barrage et de l'ouvrage de vidange :10,5 mois

Ce programme a été établi en considérant les cadences d'avancement moyennes journalières suivantes :

- pour les excavations en galerie : de 3,50 à 4,00 mètres
- pour les bétonnages en galerie : 5 mètres
- pour les fouilles du barrage : 1 570 m3
- pour la mise en œuvre du BCR : 1 200 m3

VII.2 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Lors de la réalisation d'un projet, plusieurs intervenants peuvent apparaitre, néanmoins, on va citer les principaux d'entre eux, qui se répartissent en général, en trois principaux groupes comme suit :

1) Les clients, ou les commanditaires ; **les Maîtres d'ouvrage.**
2) Les contrôleurs qui assurent la qualité des travaux, et le respect des délais deréalisation ; **Les maitres d'œuvre.**
3) Les différents réalisateurs qualifiés ; **Les entreprises, ou les entrepreneurs.**

VII.2.1 Le maître de l'ouvrage

C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux ou les ouvrages sont exécutés. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire. Ça peut être un particulier, un promoteur, un constructeur, l'état, une collectivité, ou une administration.

VII.2.2 Le maître d'œuvre

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

VII.2.3 L'entrepreneur

Est une personne physique ou morale qui a la charge de réaliser les travaux ou les ouvrages aux conditions définies dans les pièces du contrat.

a) L'entrepreneur général, est l'entrepreneur titulaire d'un marché unique qui a pour objet l'ensemble des travaux relatifs à la réalisation d'un même ouvrage.

b) Les entrepreneurs groupés, sont des entrepreneurs titulaires chacun d'une partie du marché, après avoir étudié en commun, chacun pour sa spécialité, des travaux relatifs à la réalisation d'un ouvrage et avoir soumissionné par l'intermédiaire d'un mandataire commun.

c) Les entrepreneurs séparés, sont des entrepreneurs ayant signé indépendamment les uns des autres des marchés étudiés séparément par chacun d'eux, relatifs à des travaux concourant à la réalisation d'un même ouvrage.

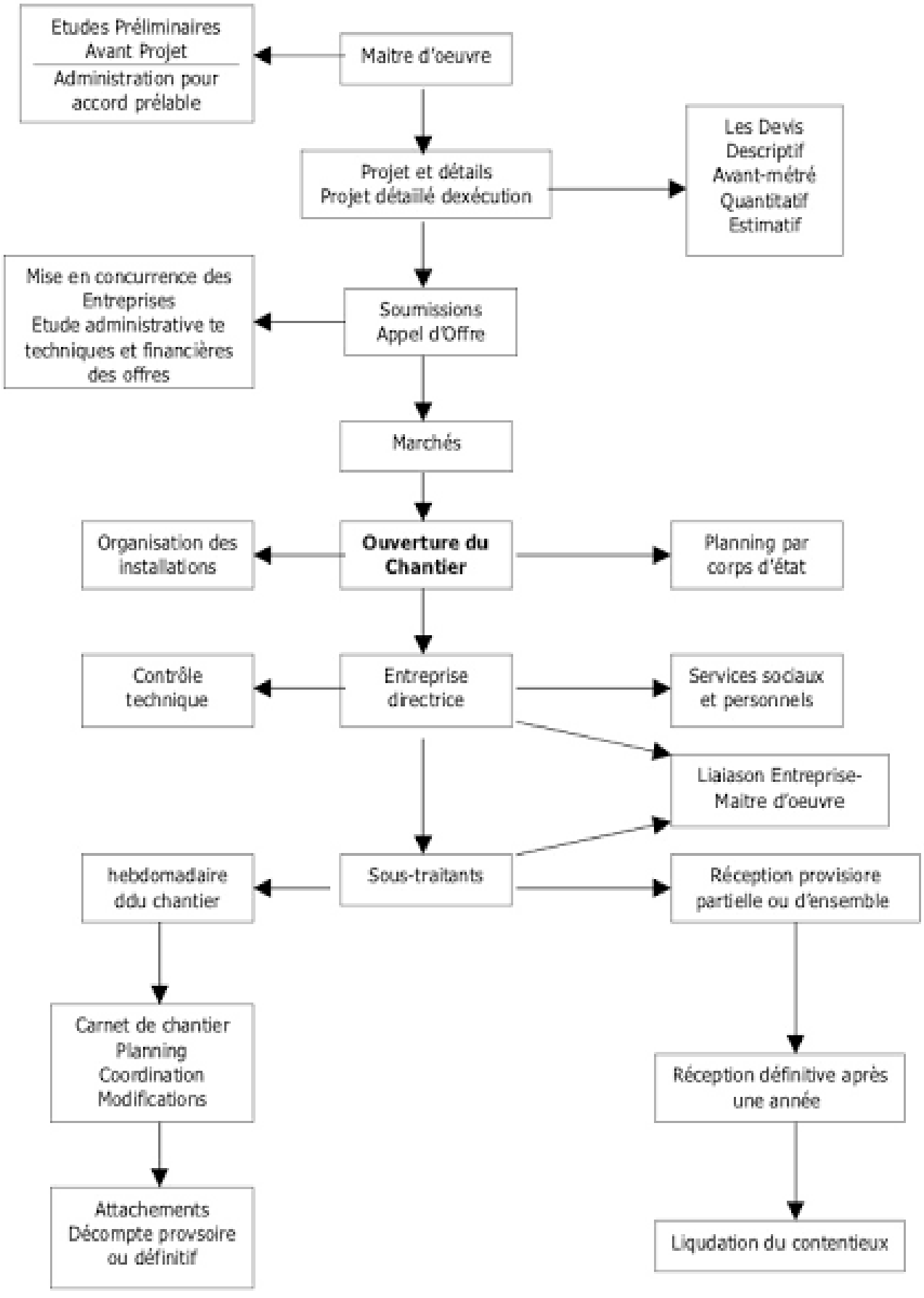


Figure VII.1 : Gestion de chantier.

VII.3 Organisation technique de préparation :

Les opérations essentielles de préparations dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réaliser 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.4 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain de larges espaces, a fin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

VII.4.1 Installations destinées au Personnels de chantier du BCR

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

- ➢ Chef de Chantier.
- ➢ BCR :
  - 1 Chef de chantier.
  - 1 Chef d'équipe.
  - 1 Conducteur de bull.
  - 2 à 5 Conducteurs de compacteur.
  - 1 Conducteur de pelle.
  - 1 Conducteur camion aspirateur.
  - 6 Manœuvres.
- ➢ Topographie :
  - 1 technicien géomètre.
  - 1 aide – géomètre.
- ➢ Laboratoire :
  - 1 technicien laboratoire.
  - 2 aide- laborantins.

VII.4.2 Installations destinées au stockage des matériaux :

Agrégats

Les agrégats destinés à la fabrication du béton (sable, graviers) doivent être contrôlés àleur réception ; il convient de vérifier la granulométrie en prélevant des échantillons.

Tableau VII.1 : Pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats

Matière indésirable	% maximum du poids du plus gros granulats
Argile, limon, vases	1%
Charbon, bois	1%
Matériaux tendres	8%

Les différents sables et les graviers seront stockés en tas mélange. Vu que leurs densités sont différentes un mélange risque de fausser la pesée. La méthode de stockage sera en étoile, la teneur en eau des agrégats doit être contrôlée avant utilisation vue que le degré hydrométrique de l'air en variable ainsi que les éventuelles précipitations.

Le Ciment et les aciers

Le ciment sera livré en vrac et stocké dans des silos. A sa réception il est nécessaire de procéder à un contrôle de température et à certaines analyses de laboratoire (résistance, le temps de prise, et les aciers). on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

L'eau de gâchage

L'eau destiné au gâchage du béton doit satisfaire les normes internationales en :Matières organiques : 0.1 (g/l)
Matières en suspension :0.2 (g/l)Sels dissout : 1.5 (g/l)
Sulfates : 1.0 (g/l)
Acide humique :0.05 (g/l)
Acide sulfhydrique : 0.05(g/l)
Chlorures : 0.1(g/l)

Ces éléments indésirables risquent de provoquer de fausses prises ou encore altérer le ciment ouattaquer les aciers.

Le Béton

Le béton est matériau artificiel dont on fait la plus grande consommation de nos jours entravaux publics et de bétonnage en général.
Le béton employé devra avoir une résistance à la compression à 28 jours de 180 bars, il secompose de sable, graviers, d'un liant hydraulique (ciment ou autres) et d'eau.

L'énergie électrique

L'alimentation en énergie électrique sera faite par un groupe électrogène, ne justifier pas l'alimentation à partir d'un réseau de moyenne tension (SONELGAZ).

L'alimentation en eau potable

L'alimentation en eau potable sera assurée par un réservoir de stockage dont le volume seraréalimenté quotidiennement.

L'alimentation en carburant

L'alimentation sera assurée par des camions citernes, le stockage sera fait dans des réservoirs enterrés avec un accessoire de pompage.

VII.4.3 Installations destinées à la réparation des engins

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.4.4 Installations pour la préfabrication

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation deséléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes.

VII.5 Les moyens de chantier

VII.5.1 Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétant pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

VII.5.2 Les moyens matériels

On peut distinguer le matériel général de terrassement, le matériel lié au type de barrage et lematériel spécifique. Pour l'ensemble de matériel on doit mentionner les marques, les types, les puissances, les rendements et le nombre des engins affecter au chantier ainsi que leur moded'intervention suivant le phasage des travaux.

VII.5.2.1 Le matériel de terrassement

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblaiement – enrochement …).

1. Le bulldozer.
2. Pelle mécanique.
3. Chargeur à pneu ou à chenilles.
4. Décapeuse.
5. Niveleuse et les camions.
6. Pelle brute
7. Camion benne

VII.5.2.2 Le matériels pour barrage BCR :

1. 1 Crawler Placer.
2. 2 à 3 Dumpers « Volvo A 35 » ;
3. 1 Bouteur « Caterpillar D6 M LGP » ;
4. 1 à 3 Compacteur « Bomag BW 213 » ;
5. 1 à 2 Compacteur « Bomag BW 100 » ;
6. 1 Pelle sur pneus « Volvo » EW 170, (Equipée de « guillotine » pour la réalisation desjoints de construction : voir procédure spécifique : PT 307) ;

7. Un camion aspirateur ;
8. Trois tapis transporteurs pour les agrégats ;
9. 2 silos de stockage pour ciment ;
10. 1 Trémie de réception pour les agrégats ;
11. Malaxage : 2 malaxeurs d'une capacité théorique de 250 m^3/h chacun ;
12. Circuit de dosage d'eau ;
13. Un tapis collecteur à la sortie ;
14. Cabine de contrôle et de conduite.

VII.5.2.3 Le matériel spécifique

On utilise comme matériel :

8. Les engins de forage et d'injection.
9. Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

VII.6 Terrassement au niveau des installations de chantier

a)- Exécution des voies d'accès

La desserte est composée de 2 pistes, la première mène vers la carrière et la deuxième vers lesite des matériaux fins, se sont des pistes non revêtues.

b)- Détermination des engins nécessaires

Pour l'exécution des voies d'accès il y a lieu de se disposer d'un chargeur au de la carrièred'alluvions dont le rendement est :

$$\mathbf{R = \frac{60 \times G \times Kf \times Kt}{T \times Kf}}$$

Où : G : capacité du godet. (m^3/h)
Kr : coefficient de remplissage de godet.
Kt : coefficient d'utilisation du temps de
l'engin.T : durée d'un cycle.
Kf : coefficient de foisonnement.
Pour le transport de ces matériaux on a besoin de camions benne dont le rendement est :

$$\mathbf{Rc = \frac{60 \times G \times Kt}{T}}$$

Où : G : capacité de la benne du camion (m^3/h).
Kt : coefficient d'utilisation du temps de
l'engin.T : durée d'un cycle.

Il est à signaler, qu'avant l'exécution des voies d'accès il est nécessaire de procéder à leurpréparation au moyen d'un bulldozer avec un rendement important.

VII.7 Dérivation provisoire

Il est évident qu'il est plus avantageux de donner à la galerie de vidange les dimensionsvoulues pour servir de la galerie de dérivation.
Le calcul doit se faire dans cette optique, ce qui conduira inévitablement à envisager les

deuxalternatives ci-après :

- Dérivation en une étape au moyen d'une galerie ;
- Dérivation en deux étapes avec canal à ciel ouvert et

Galerie Sa réalisation comporte deux étapes :

✓ Excavation en terrain rocheux avec explosifs
✓ Coffrage et bétonnage de la galerie

VII.8 Réalisation de la digue

L'exécution du barrage nécessitera plusieurs opérations en site :

✓ Excavation en terrain meuble
✓ Excavation en terrain rocheux sans explosifs
✓ Béton BCR pour le barrage
✓ Béton armé pour le parement amont
✓ Coffrage lisse pour parement amont et aval

Pour l'excavation des matériaux en pourra utiliser une pelle hydraulique en butte, dont lacapacité est estimée en fonction du volume des matériaux nécessaires. Compte tenu de l'importance du volume à extraire, il est plus rationnel de deviser la carrière enbandes, afin de faciliter son exploitation au fur et à mesure des besoins du chantier.

VII.9 Exécution de l'évacuateur de crue

La réalisation de l'évacuateur de crue passera par plusieurs étapes :

✓ Excavation en terrain meuble
✓ Excavation en terrain rocheux sans explosifs
✓ Coffrage lisse
✓ Béton arme pour déversoir et coursier

VII.10 Exécution des travaux de bétonnage

Les travaux de bétonnage représentent généralement un élément très important lors de l'exécution du barrage, car la plupart des ouvrages nécessitent des quantités énormes de cematériau. Il est donc nécessaire de définir sa composition et ceci selon sa destination et selon l'importance de l'ouvrage projeté en respectant les données du projecteur.

VII.11 Exécution de la vidange de fond :

✓ Béton armé pour ouvrage de tête et autre
✓ Galerie horizontale pour la vidange
✓ Ventilation 1000 mm
✓ Batardeau et vanne glissante de garde
✓ Vanne glissante de sécurité
✓ Grille d'entrée

VII.12 Travaux des injections

Les travaux des injections ont pour but de créer un rideau étanche dans la fondation. Ce rideauest formé de lignes de trous dans lesquels on envoie un coulis (ciment+eau et parfois

de labentonite), en sous pression pour boucher les chemins par où l'eau passe.
Les forages seront exécutés avec des appareils à rotation. Après la réalisation de ces forages il sera procédé à un essai pour l'évaluation de la perméabilité de la zone à injecter. Une canalisation d'amener du coulis est mise en place dans le trou, le coulis mis en pression par une pompe pénètre dans les fissures. Un obturateur l'empêche de remonter entre la canalisation d'amener et les parois du forage.

VII.13 Compactage du BCR

Le béton classique est consolidé par vibration, tandis que le BCR est densifié par compactage. Il y a une grande variété de paramètres pouvant influencer le compactage, tels que la dimension maximale des granulats, le dosage et le type de liant. Le dosage en eau, l'épaisseur des couches, le matériel utilisé, etc.
Le BCR est compacté ou damé pour former une masse dense au moyen d'énergie transmise par des engins extérieurs et densification par tassement sous l'effet de son propre poids. Le compactage doit être exécuté le plutôt possible après l'épandage du BCR, en général dans un délai de 10 à 45 minutes etse fait au moyeu de rouleaux vibrants automoteurs lourds de 15 tonnes partout où cela sera possible. Dans les zones d'obstacles, à proximité des parements et des galeries, des petits rouleaux vibrant de 2 tonnes, plus maniables, seront utilisés mais pour compacter des couches moins épaisses de 20 cm. Là où les petits compacteurs ne pourront pas être utilisés, le compactage sera fait au moyen de plaques vibrantes par couche de 10 cm.
Trois compacteurs lourds sont prévus, dont un réservé en cas de défaillance de l'un des deux autres deux petits compacteurs et une plaque vibrante. Le BCR sera compacté uniformément sur toute la surface. Le nombre est de 10 passes, tel qu'une passe représente un aller simple du rouleau compacteur. La première passe sera réalisée sans vibration. L'expérience montre qu'il ne faut jamais dépasser une vitesse de 2.5 Km/h pour le compactage d'un BCR et les spécifications du projet limitent la vitesse à 2 Km/h.
Les compacteurs ont un rayon d'influence supérieur à l'épaisseur de la couche (>30cm), la couche inférieure sera donc ré-compactée partiellement ce qui permettra d'avoir une meilleure adhérence entreles deux couches. Ces compacteurs travaillent en bandes longitudinales de rive en rive. Pour assurer uncompactage homogène de tout le volume de la couche.

Un compactage adéquat est un facteur essentiel en vue d'obtenir un BCR de bonne qualité et permet d'atteindre la densité optimale qui est voisine des 2,4 t/m^3 qui sera contrôlée en permanence à l'aide d'une sonde nucléaire mono-tige « Troxler », dès la fin du compactage. Le Troxler permet d'obtenir une valeur moyenne de la densité et de la teneur en eau du BCR.

VII.14 Le devis estimatif

Le devis estimatif et quantitatif est représenté dans le tableau suivant

Tableau VII.2 : Devis estimatif de projet.

Désignation	Unité	Quantité	P.U (DA)	Montant (DA)
Excavation en terrain meuble	m3	1770	350	619500
Excavation en terrain rocheux sans explosifs	m3	1000	500	500000
Béton BCR pour barrage	m3	148200	10000	1482000000
béton conventionnel pour ouvrages annexes	m2	19100	15000	286500000
Béton conventionnel pour parement amont (e=0.75)	m2	18306.9	15000	274603500
Coffrage lisse pour parement amont et aval	m^2	2500	3000	7500000
Montant total = 2051723000 (Da)				

VII.15 Planification

VII.15.1 Définition

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

VII.15.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

VII.15.2.1 Méthodes basées sur le réseau

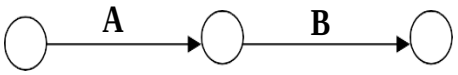
VII.15.2.1.1 Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- Réseau à flèches.
- Réseau à nœuds.

i. Réseau à flèches

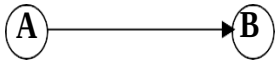
L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



ii. Réseau à nœuds

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches

L'opération **(B)** ne peut commencer que si l'opération **(A)** est complètement achevée.



VII.15.2.1.2 Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

1- Etablissement d'une liste des tâches

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

2- Détermination des tâches antérieures

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire unréseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

3- Construction des graphes partiels ;

4- Regroupement des graphes partiels ;

5- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;

6- Construction du réseau ;

VII.15.2.2 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenantcompte de trois phases :

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité detemps retenue ;

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VII.15.2.2.1 Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprenddes étapes suivantes :

a) **Collection des informations**

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des étudescomparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

b) **Décomposition du projet**

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières, nousattribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

c) **Relations entre les tâches**

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation, l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VII.15.2.2.2 Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

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.

DFP =DCP + TR
DCPP =DFPP + TR

VII.15.2.2.3 Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant lamarge totale nulle (0).
Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

C.C (MT = 0 /////TR C.C=D.T.P)

VII.15.2.2.4 Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points : Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) , Dimensions du projet. En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$\mathbf{T = \frac{Q \times N}{n}}$$

Q : Quantité de travail

N :Rendement

n :Nombre d' équipes

VII.15.2.2.5 plannings

Il existe trois types de plan de travail

a) **Plan de travail au plus tôt**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type deplanning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

b) **Plan de travail au plus tard : (PTPP)**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées,l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

c) **Plan de travail intermédiaire**

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date u plus tôt et date au plus tard l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VII.15.2.2.6 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

Le déroulement du travail dans un ordre correcte c'est-à-dire une bonne succession des opérations ; le respect des délais de réalisation pour chaque opération faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié, bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport, la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VII.15.2.3 Détermination des chemins critiques par la méthode du tableau :

Tableau VII.3 : Résultats de calcul pour la méthode du tableau

N N	Nom de la tache	TR	Précèdent	Succèdent	DP		DFP		MT
					DCP	DFP	DCPP	DFPP	
5	Ordre de service démarrage des travaux	0	-	6	0	0	0	0	0
6	Installation chantiers	2.5	5	7	0	2.5	0	2.5	0
7	Accès RD+ divers accès différents niveaux	4.5	6	8;9;11;13;14;16	1.5	6	1.5	6	0
8	Accès RG et passage a gué	1.5	7	20	7	8.5	17.5	19	15
9	Préparation aux zones d'emprunt-fabrication agrégats	7	8	-	7	14	7	14	-
10	Dérivation provisoire RD	24	-	-	7	31	7	31	-
11	Terrassement entées de galleries amont et aval	1	8	12	7	8	7	8	0
12	Excavation galerie par l'aval	2.5	11	13;16	8	10.5	8	10.5	0
13	Bétonnage tetes et radier gabrie	1	12	16	10.5	11.5	10.5	11.5	0
14	Betonnage et injections du bouchon	0.5	18	48	30	30.5	30	30.5	0
15	Batardeau previsoire ament	20	-	-	10.5	30.5	10.5	30.5	-
16	Déboisage,débrousallage, décapage	1	12;13;7	17	10.5	11.5	10.5	11.5	0
17	Construction	2	16	20	11.5	13.5	11.5	13.5	0
18	Arase partielle en fin de chantier	0.5	38;41;43;45;46	14	30.5	31	30.5	31	0
19	Barrage	16	-	-	13.5	29.5	13.5	29.5	-
20	Terrassement de l'emprise des fouilles	5.5	17;8	23;24;28;29	13.5	19	13.5	19	0
21	Galerie de drainage dans les rives et accés par puits	2.5	-	-	19	21.5	19	21.5	-
22	Excavation	1	-	-	19	20	19	20	-
23	Galerie RG niveau fond de fouille	1	20	26	19	20	19	20	0
24	Galerie RD niveau fond de fouille	0.5	20	27;33	19	19.5	19.5	20	0.5
25	Bétonnage radier	1	-	-	19.5	20.5	19.5	20.5	-
26	Galerie RG	1	23	31;42	20	21	20	20.5	0.5
27	Galerie RD	0.5	24	31;42	19.5	20	20	20.5	0.5
28	Accés aux galleries par puits+rameaux de raccordement et exhaure	2	20	31	19	21	20	22	1
29	Bétonnage plinthe amont	3	20	30;31;42;46;47	19	22	19	22	0
30	Voile d'injection amont	3	29	48	20.5	23.5	20.5	23.5	0
31	Voile de drainage dans fondation	2.5	29	48	22	24.5	27.5	30	5.5
32	Ouvrage de drainage de fond	9.5	-	-	19.5	29	19.5	29	-

33	Bétonnage de reconstitution sous massif conduit	0.5	24	34;40;42	19.5	20	20	20.5	0.5
34	Bétonnage (BCR) massif sous cuillére V.F	0.5	33	35	20	20.5	20	20.5	0
35	Bétonnage des voilles et local aval	0.5	34	36;42	20	20.5	21	21.5	1
36	Bétonnage coursier et cuillère	1	35	37	20.5	21.5	21.5	22.5	1
37	Errochement	1	36	38	21.5	22.5	27.5	28.5	6
38	Bétonnage 2éme phase,scellement ,montage hydro et electromécanique	2.5	37	18;41	26	28.5	24.5	27	1.5
39	Ouvrage prises d'eau pour transfert	7	-	-	19.5	26.5	19.5	26.5	-
40	Bétonnage des conduits	2	33	41	19.5	21.5	27	29	7.5
41	Hetalation des crépines	0.5	38;40	18	26	26.5	27.5	28	1.5
42	Bétonnage du barrage BCR	5	26;27;29;33;35	43;45;46;47	22.5	27.5	22.5	27.5	0
43	Pose étanchéité amont par géomembrane	3	42	18	27.5	29.5	27.5	28	0
44	Evacuateur de crues	5	-	-	24.5	29.5	24.5	29.5	-
45	Murs bajoyers ,coursier	2.5	42	18	27	29.5	27	28	0
46	Seul aval, fosse de reception	3	29;42	18	24.5	27.5	28	31	3.5
47	Mise en place au scultation	3	29;42	48	24	27	27	30	3
48	1er mise en eau (montée progressive du plan d'eau pour suivi)	0	30;31;47	-	30	30	30	30	0

A partir du tableau, la DTP est de 30 mois.

VII.15.2.4 Diagramme de Gantt (méthode des barres) :

Ce diagramme est tracé à l'aide de la méthode de réseau

- ***Diagramme de Gantt est illustrée par le plan N°07.***

CONCLUSION

L'organisation du chantier est une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement des délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes.

La recherche du chemin critique est très importante pour mieux gérer la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur joue un rôle essentiel dans ce sens-là. Suite à l'étude, on peut conclure que les travaux de construction de ce projet se dérouleront sur une période de 30 mois.

Chapitre VIII :

Sécurité de travail

Introduction :

Chaque année se produisent dans le monde des milliers d'accidents du travail. Certains sont mortels, d'autres conduit à une incapacité permanente, totale ou partielle. C'est un problème très important car les accidents de chantiers sont lourds de conséquences corporels, ainsi que pour les dégâts matériels aux machines, à l'outillage et aux installations.

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisation et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et peut avoir des accidents à tous moment, devrons donc chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers, et pour cela, les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont dicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers. Ces règlements doivent être strictement appliqués. Afin de limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier.

VIII.1 Principes des fonctions du service de sécurité :

De façon analogue, une analyse des accidents dans les chantiers de certains barrages construits en Italie de 1972 à 1988 montres que les accidents et journées perdues se répartissent comme suit

- Perforation 20%
- armatures et coulage 40%
- services 25%
- construction et manipulation des installations de chantier 5%

❖ ***Etudes*** **:**

- Participation au Comité d'hygiène et de sécurité ;
- Analyse des postes de travail « Etude Sécurité » ;
- Suggestions du Personnel ;
- Statistique : élaboration et commentaire ;
- Rapport avec l'administration ;

❖ ***Exécution*** **:**

- Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail) ;
- Réalisations pratiques des suggestions et des études.

❖ ***Contrôle*** **:**

- Enquêtes à la suite des accidents ;
- Inspections des installations ;
- Visites périodiques effectuées par les organismes ;
- Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

❖ **Animation :**

- Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet ;
- Equipes de secours ;
- Formation spéciale concernant certaines professions

Les relations entre l'ensemble des personnels du projet entier sont regroupées comme suite :

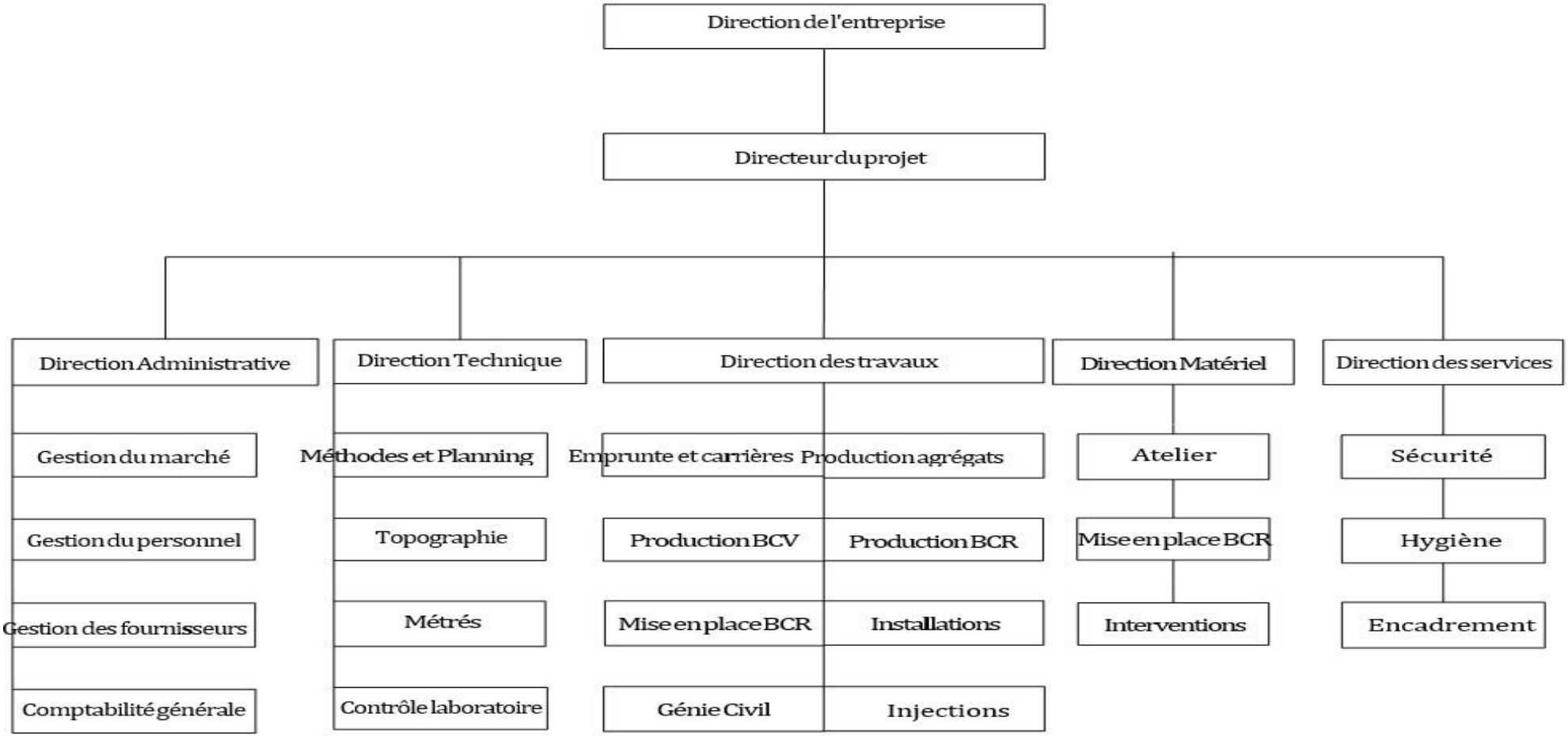


Figure VIII.1 : Organigramme des différentes directions

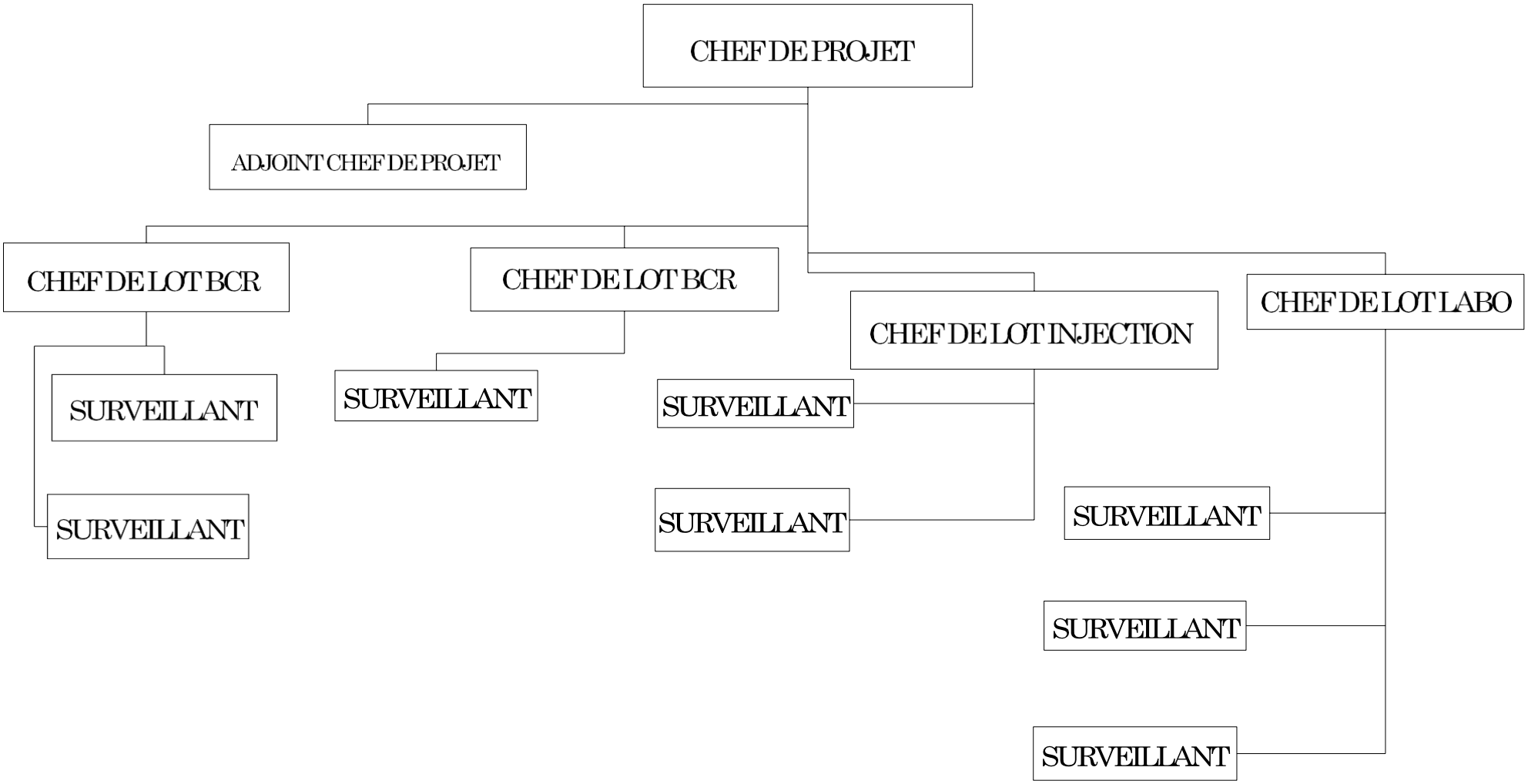


Figure VIII.2 : Organigramme de responsabilités sur chantier.

VIII.2 Niveaux d'intervention

Un programme efficace de prévention comprend trois phases:

- La prévention proprement dite, qui consiste dans l'adoption de mesures techniques, d'organisation afin d'éliminer les causes des accidents du travail et des maladies professionnelles ;
- La protection, qui consiste dans l'adoption de mesures de défense, collectives ou individuelles, pour réduire au minimum les conséquences d'un accident;
- Le secours immédiat et efficace aux accidentés, pour limiter les conséquences de l'accident, par un système d'alerte efficace et des moyens de transportrapides.

VIII.3 Responsabilités

Tout le personnel du chantier doit être persuadé que la sécurité, dans la construction du barrage, a la même importance que la qualité du travail et le respect des programmes et du devis. Il lui appartient donc de participer à la lutte contre les accidents du travail et les maladies professionnelles.

VIII.4 Cause des accidents de travail :

L'analyse des accidents le Les accidents dans la construction des barrages ont, en général, les causes spécifiquessuivantes:

- La complexité des opérations exécutées, exigeant l'emploi d'engins et d'appareils très puissants et fatigants à manœuvrer, du moins jusqu'à uneépoque récente;
- le relâchement de l'attention chez les ouvriers et les agents de maîtrise lors du passage d'une phase de travail difficile et dangereuse à d'autres qui ne semblent pas l'être, ou lorsque le travail est devenu une routine; par conséquent, dans de nombreux cas, les ouvriers négligent les mesures personnelles de protection nécessaires;
- Le transport de matériaux des carrières vers les lieux de mise en œuvre et les déplacements du personnel à l'intérieur du chantier pour des taches particulières;
- Les besoins en sources d'énergie importantes (électricité, air et fluides comprimés) se trouvant parfois très éloignées les unes des autres dans lechantier et utilisée de façon discontinue;
- Les modalités de travail, en continu et avec des cadences élevées, afin de respecter des programmes contraignants;
- Le déplacement du personnel du secteur logements à celui du travail et vice versa.

les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines ettechniques (industrielle).

VIII.4.1 Causes humaines (Actions dangereuses) :

- La négligence des travailleurs
- La fatigue
- La distraction
- Les gestes néfastes
- Inaptitude mentale ou physique
- Adoption de la solution de faciliter.
- Imprudence durant le travail.

- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.

VIII.4.2 Causes techniques (Conditions dangereuses dans le chantier) :

- Installation non protégée ou male protégée ;
- Outillages, engins et équipements en mauvais état ;
- Matière défectueuse, stockage irrationnel ;
- Protection individuelle inexistante ;
- Défauts dans la construction ;
- Eclairage défectueux ;
- Facteur d'ambiance impropre ;
- Conditions climatiques défavorables.
- Les mauvaises conditions de travail ;
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage ;

VIII.5 Mesures préventives :

✓ La protection individuelle est obligatoire ,doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les servicesappropriés ;

✓ Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante;

✓ Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée ;

✓ Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger ;

✓ Les abris doivent être airés et chauffés.

✓ Demander l'autorisation d'agir et avertir.

✓ Développer l'esprit de sécurité et d'hygiène.

✓ L'intervention à une meilleure utilisation.

✓ Veiller à une meilleure utilisation.

✓ Assurer un entretien continu ;

✓ il y a aussi et surtout la conscience morale qui exige qu'on mette en œuvre toutes les mesures utiles et nécessaires à garantir la protection physique du personnel. Cette exigence n'est qu'un aspect, dans le domaine du travail, de ce sens éthique profond, propre à l'homme , qu'on appelle "le respect de la vie".

VIII.6 Galeries principales :

La galerie la plus basse (niveau 202 m) est un pertuis en béton armé qui constitue le pied amont du barrage, elle remonte en rive gauche jusqu'aux pertuis de dérivation/vidange de fond et on rive droite

jusqu'à la jonction avec la galerie suivante au niveau 232,2 m, de dimensions plus importantes que les deux autres (l 4,5 × h 3,5) m, c'est à partir d'elle que seront réalisés le voile d'étanchéité et les forages drainants dans la partie centrale de l'ouvrage ; là ou ces organes seront les plus profonds.

Les trois autres galeries ont des dimensions un peu réduites (l 3,3 × h 3) m, elles sont formé directement dans le BCR, sans interposition de béton vibré ; elles prolongent par des galeries creusées dans le rocher des deux rives. La longueur de ces galeries souterraines est de (40-50) m en rive droite et de 60 m en rive gauche, elles sont une section en clé de voûte.

Cependant ces galeries sont prévues pour l'accès au sein du corps du barrage et rives, la circulation des personnels et des engins notamment pour des travaux de réalisation des taches ou faire l'auscultation au niveau des pendules est un but primordial de ces galeries ; donc faire fournir du l'air frais nécessaire à la bonne exécution de ces travaux est très important.

VIII.7 Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel :

Il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation :

- Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation ;
- Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum ;
- Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur.

VIII.7.1 Ordonnance 66-183 :

Art.85- Dans les galeries souterraines en cours de percement ou il est fait usage d'explosifs, la ventilation doit être réalisée dont les conditions ci-après :

-Il doit être introduit au front de taille, au moyen d'une installation de ventilation artificielle, 200 litres au moins d'air par seconde et par mètre carré de la plus grande section de la galerie ventilée ;l'air introduit doit être prélevé loin de toute source de viciation.

-Après chaque tir, une aspiration doit être effectuée le plus près possible du front de taille, afin d'éliminer au maximum les poussières en suspension.

-Eventuellement, une ventilation auxiliaire doit permettre d'accélérer l'absorption au bouchon de tir.

Le débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation est déterminé par la formule suivante :

$Q = q \times S$ (l/s)

Avec : q : débit d'air pour $1m^2$ de section de la galerie,

q=200 l/s ; S : section de la galerie, S= 10 m^2.

Q = 2000 l/s. Q = 2 m^3/s. (Ce débit est prévue le même pour chaque galerie pour cette méthode).

VIII.7.2 Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel

il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation

1/ Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation.

2/ Calcul du débit d'air par l'alimentation m minimum.

3/ Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur.

Pour notre cas, on calculera le débit d'air par l'alimentation minimum, cette méthode consiste àassurer une alimentation minimum de 30 m^3 d'air frais par personne et par heure. Elle permet le renouvellement

de l'air pollué dégagé par les travailleurs, les infrastructures industrielles et les machines.

Le calcul du débit d'air se fait comme suit $\mathbf{Q = A_m .N}$

On a : Q : Débit d'air frais en (m3/h).

A_m : Alimentation Minimum(Am = 30 m^3 / h / personnel)

N: Nombre de personne dans le lieu à aéré

VIII.7.3 Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation :

Etude et dimensionnement du réseau de ventilation :

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d'aération s'impose pour l'étude des systèmes de ventilations, cette étude nécessite les points suivants :

✓ Etude détaillée des plans des ouvrage à aéré et ceci dans le but de projeter le système le mieux adapté en évitant autant que possible toutes les obstructions et en projetant des tracés de canalisations simples comportant des coudes à grands rayons et des changements de sections des canalisations.

✓ Disposer les sorties des canalisations en vue d'assurer une bonne répartition de l'air dans l'espace à aérer.

✓ Déterminer le nombre et les dimensions de sortie sur la base du volume d'air ainsi que la vitesse admissible en ne perdant pas de vue les distances des conduites.

✓ Il faut noter que le bruit dans les canalisations augmente avec l'accroissement de la vitesse, et il faut s'assurer que les grillages placer en fins des conduites présentes des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien.

✓ Calculer les dimensions des canalisations par l'une des méthodes suivantes :

VIII.7.3.1 La méthode dynamique :

Cette méthode consiste à fixer la vitesse admissible pour les différentes canalisations et lesdifférentes pièces spécialisées.

Les vitesses de l'air dans les différentes canalisations sont données dans le tableau VIII.1

Tableau VIII.1 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
1	à l'entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s
2	Conduite principale	(4 – 5) m/s	(6 – 12) m/s
3	Canalisations dérivées	(2 – 5)m/s	(3 – 6) m/s
4	Colonnes montantes	(1.5 – 3) m/s	(2 – 4) m/s
5	Pièces spécialisées (coudes …)	(0.5 – 2) m/s	(1 – 3) m/s

VIII.7.3.2 Méthode d'équi-friction :

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon.

Pour la détermination des différents diamètres des canalisations, on se référera à l'abaque de Wood.

VIII.7.3.3 Calcul du diamètre des canalisations :

On à la formule donnant la section des canalisations en fonction du débit et de la vitesse

S = Q/ V (m^2).

Q: débit d'air (m^3/s).

V : Vitesse de circulation d'air dans la conduite. D'où : D = $\sqrt{\frac{4.Q}{\pi.V}}$

VIII.8 Organisation de la prévention des accidents du travail :

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme ci-après:

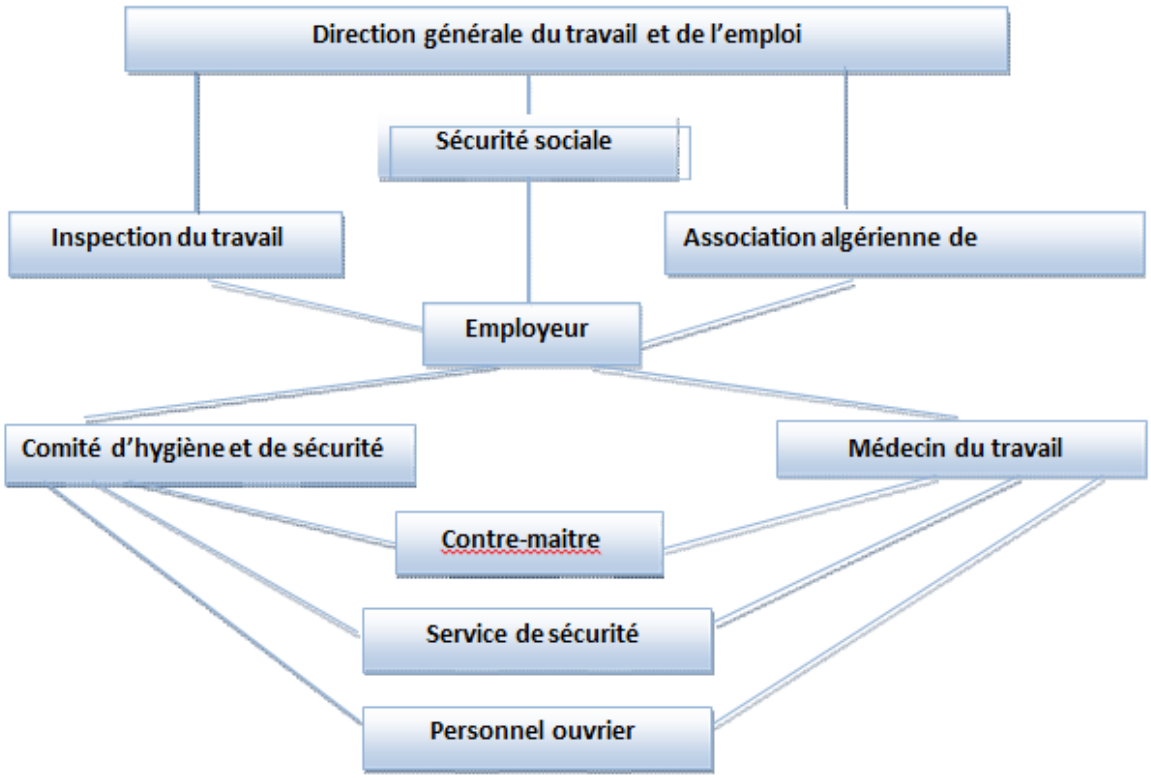


Figure VIII.3 : Organigramme de la prévention

Le Contremaître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du Contremaitres revêt trois aspects important, pédagogique, de surveillance, de suggestion. Parmi les principales fonctions du service de protection

- Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité ;
- Exécution, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).
- Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les

mesures deprévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes

- Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques ;
- Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement) ;
- Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.
- La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières,doigtiers ;
- Protection des membres inférieurs, Protection des yeux, Protection du tronc, Protection de la tête ; Protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personneln'ont pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- ✓ Correspondre au danger considéré ;
- ✓ Être pratique et confortable ;
- ✓ Être solide ;
- ✓ Être d'un entretien facile.

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est-à-dire, faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptationà son environnement.

Conclusion :

Des milliers d'accidents grave, aurai pu être évité par l'emploi des dispositifs de sureté (casque, gants, masque et lunette...).

Tous ces accidents ainsi que les détériorations du matériel qui les accompagnent fréquemment, sont dues à la négligence et au non observation des règles de sécurité.

La source de différentes pertes, de retard dans l'entreprise provient des accidents survenant au personnel. A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation àson environnement.

Conclusion Générale :

Conclusion Générale :

Dans le cadre de ce travail de fin d'études, nous avons essayé de traiter et d'étudier en détail l'ensemble des aspects qui concernent l'étude conception et dimensionnement d'un barrage poids en béton du type BCR sur l'Oued Boussiaba commune de El Milia –Wilaya de Jijel.

Le type et l'emplacement du barrage offrent la possibilité de projeter plusieurs variantes digue, où nous avons étudiés trois variantes. Le choix du type du barrage s'est porté, une analyse comparative, un barrage poids en béton BCR (Béton Compacté au rouleau). On constate que les zones d'emprunts prospectées sont très vastes et recèlent une quantité suffisante de matériaux granulaires de qualité pour la fabrication de béton, bien au-delà des besoins nécessaires pour la réalisation du corps du barrage type BCR. Par ailleurs, le manque quasi total d'argile pour un noyau étanche de digue zonée favorise la construction d'une digue en BCR.

Selon les résultats de dimensionnement et de calcul de stabilité, le site du ce barrage est un bon site sur le plan technique en ce qui concerne les conditions topographiques, géologiques, géotechniques, et hydrologique. Ces aspects ne posent pas des difficultés majeures liées à la réalisation d'un ouvrage rigide type BCR sur ce site. Le choix d'un barrage du type "Barrage poids BCR" comme digue principale permet l'utilisation exclusive de matériaux disponibles in situ, ce qui permettra un emploi intensif de main d'œuvre locale, la réalisation du projet à commencer par la mobilisation des moyens humains et matériels adéquats et les mesures de sécurité et de programmations à prendre. Le substratum du site du barrage est systématiquement formé de granite sain qui, dans leur matrice, sont durs, compacts et très résistants. La sismicité de la région, est considérée asismique. Ainsi que la stabilité du barrage de Boussiaba a été vérifiée de façon détaillée, par des calculs en analyse bi-dimensionnelle, selon la méthode de l'analyse statique (et pseudo-statique pour prendre en compte l'effet du séisme).

Cette étude nous a permis de ressortir les conclusions suivantes :

✓ On utilise pour la simulation de la retenue de Boussiaba une série hydrologique de 104 années permet de fixer la capacité totale VNNR=69.51 Mm3 soit Vu=55.01 Mm3 de volume utile et Vm=14.5 Mm3 volume mort.

✓ Grâce à la capacité de sa retenue, le barrage a une capacité permettant de régulariser annuellement 97 hm3 suffisamment les apports de l'Oued Boussiaba pour que la somme des prélèvements (débit réservé à maintenir à l'aval de la retenue + prélèvements AEP à El Milia + transfert d'eau brute vers Beni Haroun) soit garantie avec une probabilité de 0,90. »

✓ Le débit de sortie pour le dimensionnement de l'évacuateur des crues de période de retour de 10000 ans est de 277.34 m3/s. L'évacuateur de crue est construit au milieu du parement aval du barrage en forme d'escalier avec une largeur du déversoir de 100 m correspond à une charge déversante de 1,18 m.

✓ La côte des plus hautes eaux correspond à la crue millénaire (1101.4 m3/s) elle est au niveau 70.42 m NGA. La côte de crête est fixée à 1.46 m au-dessus de la côte des plus hautes eaux avec une largeur de 5 m et de longueur 295m entre les deux rives.

✓ La côte de la retenue normale est fixée à 71.9 m NGA, la hauteur du barrage est 42.9 m à partir de la fondation.

✓ La réalisation du projet du barrage de Boussiaba est un investissement primordial pour l'Algérie, puisqu'il permet de collecter les ressources hydriques nécessaires au besoin. Ainsi qu'il Offrait un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'agriculture et des services, que ce soit à court terme durant la phase de construction ou à long terme durant l'exploitation du barrage.

✓ Finalement, nous pouvons conclure que la construction du Barrage en BCR ne pose aucun problème technique particulier, et les résultats obtenus par le biais de ce travail sont satisfaisants. On peut dire donc que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude et l'exécution d'un barrage tout en se basant sur les notions théoriques acquis tout au long de notre école.

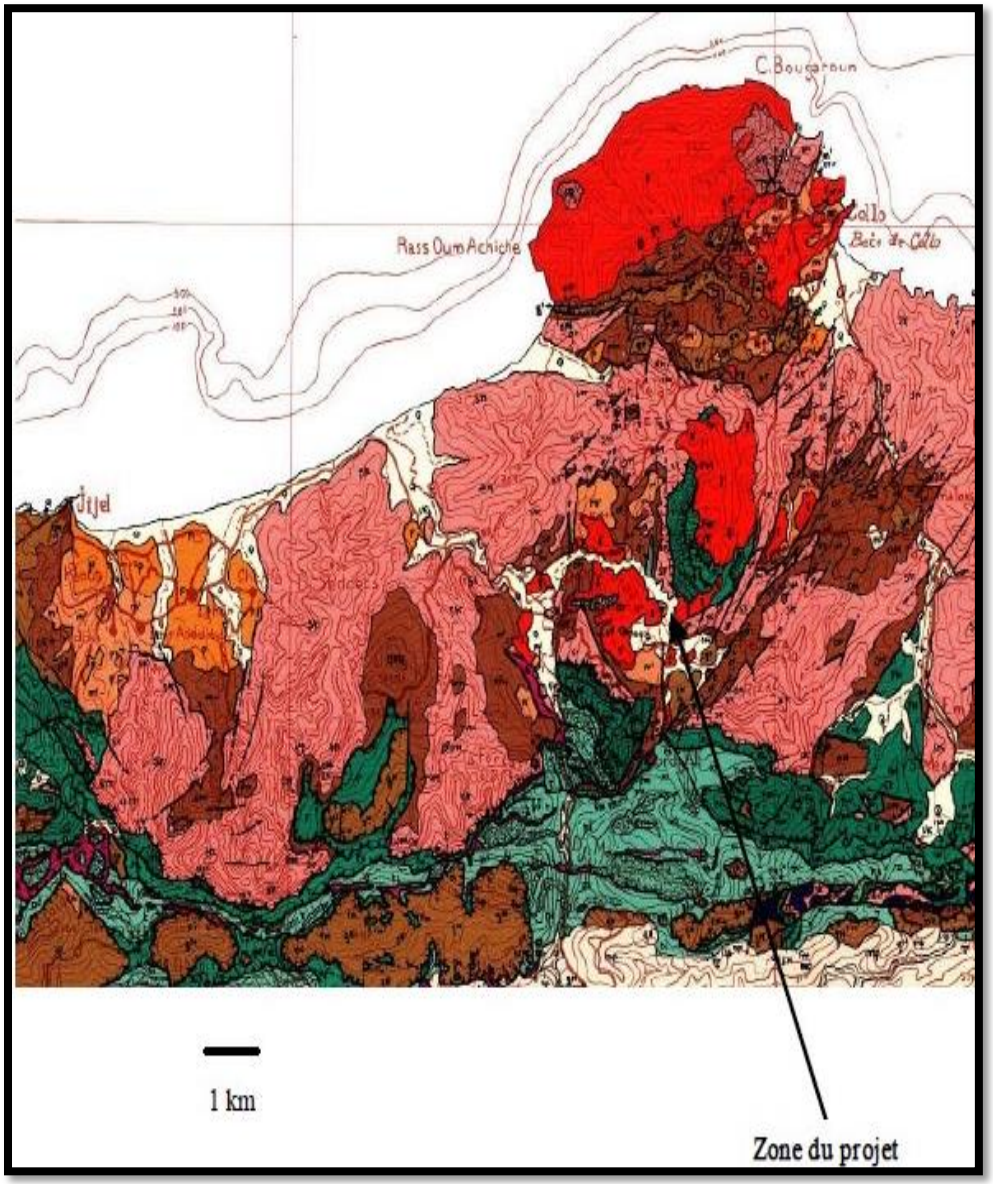
Référence Bibliographique

- **ANBT(Agence Nationale Des Barrages Et Transferts) (2010)** Monographie du barrage de Boussiaba
- **ANBT(Agence Nationale Des Barrages Et Transferts) (2017)** Fiche technique du barrage Boussiaba
- **Anton J. Schleiss** et **Henri Pougatsch,** *Les barrages : du projet à la mise en service*. PPUR Presses polytechniques, 2011.
- **BERGA L., BUIL J.M., JOFRE C., CHONGGANG S.** (2003), Roller Compacted Concrete Dams,Université de HANNOVER, A.A. BALKEMA Editions.
- **Bouillin, J.P. (1977) :** Géologie Alpine de la Petite Kabylie dans les régions de Collo et d'El- Milia (Algérie), thèse Doctorat. Université Pierre et Marie Curie.
- **Boukheir, R., Girard M, C, I., Khawlie, M, E, T et Abdallah, C., (2001),** Érosion hydrique des sols dans les milieux méditerranéens. Une revue bibliographique, étude et gestion des sols, volume 8, 4,
- **CAZZUFFI D., GIROUD J.P., SCUERO A., VASCHETTI G.** (2011), Emploi des géomembranes dans les barrages, 50 ans de différentes applications dans le monde, Rencontres Géo synthétiques
- **DEGOUTTE G.** (2002), Petits barrages, Recommandations pour la conception, la réalisation et lesuivi, CEMAGREF Editions, France.
- **DURAND J.M., (1955)** : étude géologique de l'Ouest de la chaîne numidique (ThèseParis). Bull. Serv. Carte géol. Algérie, 2ème Série, stratège.,descriptions régionales, Alger.
- **DURAND J.M., DEGOUTTE G., ROYET P., JENSEN M.** (1998), La technique du béton compacte au rouleau (B.C.R.), Possibilités d'application pour les barrages en Afrique, Revue SudSciences & Technologies, Vol 1.
- **Etudes d'APD (2001)** du Barrage de BOUSSIABA et du transfert des eaux vers le barrage de BENI HAROUN
- **FORBES B.** (2008), RCC – New developments and innovations, Congrès international du bétoncompacté aux rouleaux, Brésil.
- **GERARD DEGOUTTE.(1997)** petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemegref . France.
- **GRAHAM J.R., CHARLWOOD R.G., LAUNAY J., PEGG M.** (2003), Barrages en béton compacté au rouleau : Technique actuelle et exemples, Comité internationale des grands barrages, Bulletin 126.
- **GRENIER S.** (2012) Barrages à noyau en enrobé à forte teneur en bitume : développement et défis,8éme Congrès annuel de Bitume, Québec, Canada.
- **HASSANE ,M** (1998) : Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida.
- **LE DELLIOU P.** (2008), Les barrages, Conception et maintenance, presses universitaires de LYON. France.

- **LEFRANC M., GIRARD H., VASCHETTI G., SCUERO A.** (2009), Dispositifs d'étanchéité par géomembrane pour les barrages, Rencontres Géo synthétiques.
- **Liaouraci, W. Zeroual, Y. (2012)** : Les granulats de la carrière d'El Milia, pétrographie des roches, caractéristiques géométriques et géomécaniques des produits dérivés, Mémoire de l'ingénieur d'État en Géologie Option : Géologie de l'ingénieur. Univ de Jijel
- **Marcel Rouault (1934)** La Kabylie de Collo, étude géologique,
- **MIHOUBI M.K.** polycopie cour barrage
- **M. HASSANE** (2006) : les ouvrages annexes de barrage. ENSH Blida.
- **MIHOUBI M.K.** (1994), Intégration de la Technique du béton compacté au rouleau dans la construction des barrages types poids, revue Algérie Equipement.
- **Note de synthèse APD(2001)** du Barrage BOUSSIABA
- **Promon (1984),** Etude fusibilité du Barrage de Boussiaba Rapport N°DHO1A – CD8-012 Mémoire de Synthèse
- **Promon (1984),** Etude fusibilité du Barrage de Boussiaba Rapport N°DHO1A – GL8-003 Etude Géologique et Géotechnique
- **Promon (1984),** Etude fusibilité du Barrage de Boussiaba Rapport N°DHO1A – MS8-001 Recherches Géotechniques et interprétations
- **Roubault, M. (1934) :** La Kabylie de Collo, étude géologique thèse Doctorat ès-science.Faculte des Science de Paris.
- **Recommandation CIGB** n°72 « Choix des paramètres sismiques pour grands barrages »
- **Recommandation CIGB** n°46 (1983) « Sismicité et conception des barrages »
- Carte géologique de Ain Kechra
- **SHIGEHARU J., NAGAYAMA I.** (2010), 30 Years' History of Roller-compacted concrete dams in Japan, Public Works Research Institute, Japan.
- **TOUAIBIA, B** (2004) : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.
- **TOUAIBIA, B** et **BENLAOUKLI, B** (2004): introduction au dimensionnement des retenues collinaires.
- **VIDAL H.** (1969), La terre armée, Bulletin de La terre armée, Comité Français de la Mécanique des Sols et des Fondations, Vol 41.
- **YAMAMURA T.** (1988), Nouvelles méthodes de construction : Aperçu générale, Comitéinternationale des grands barrages, Bulletin 63.
- **ZDIRI M.** (2006), Les bétons compactés au rouleau à faible dosage en ciment, Revue HTE, Vol 134,
- **Zeroual, Y (2020)** polycopie cour barrage

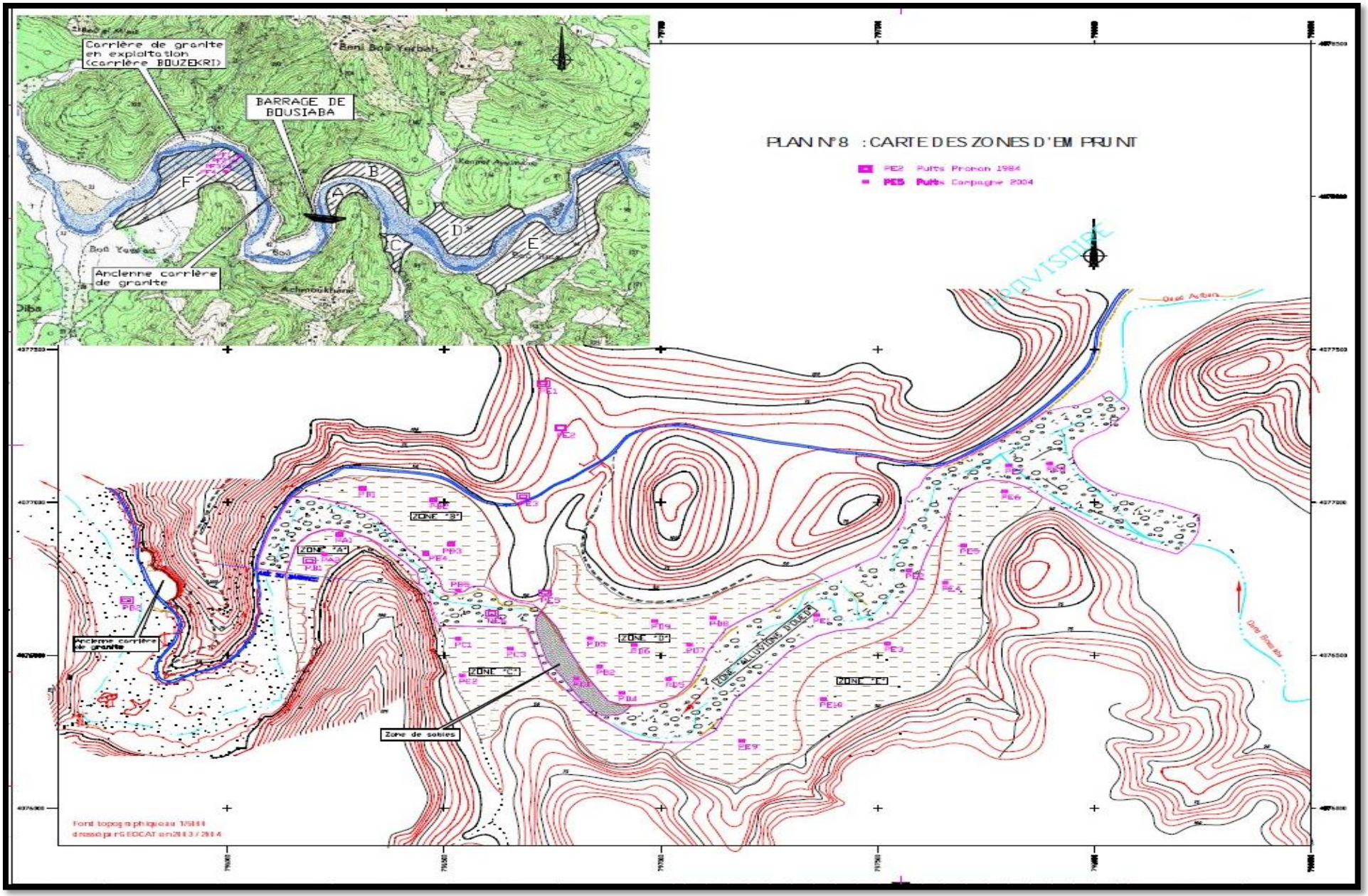
Annexes

ANNEXE 01 : Carte structurale de la région concernée par le projet de Boussiaba (source ANBT)

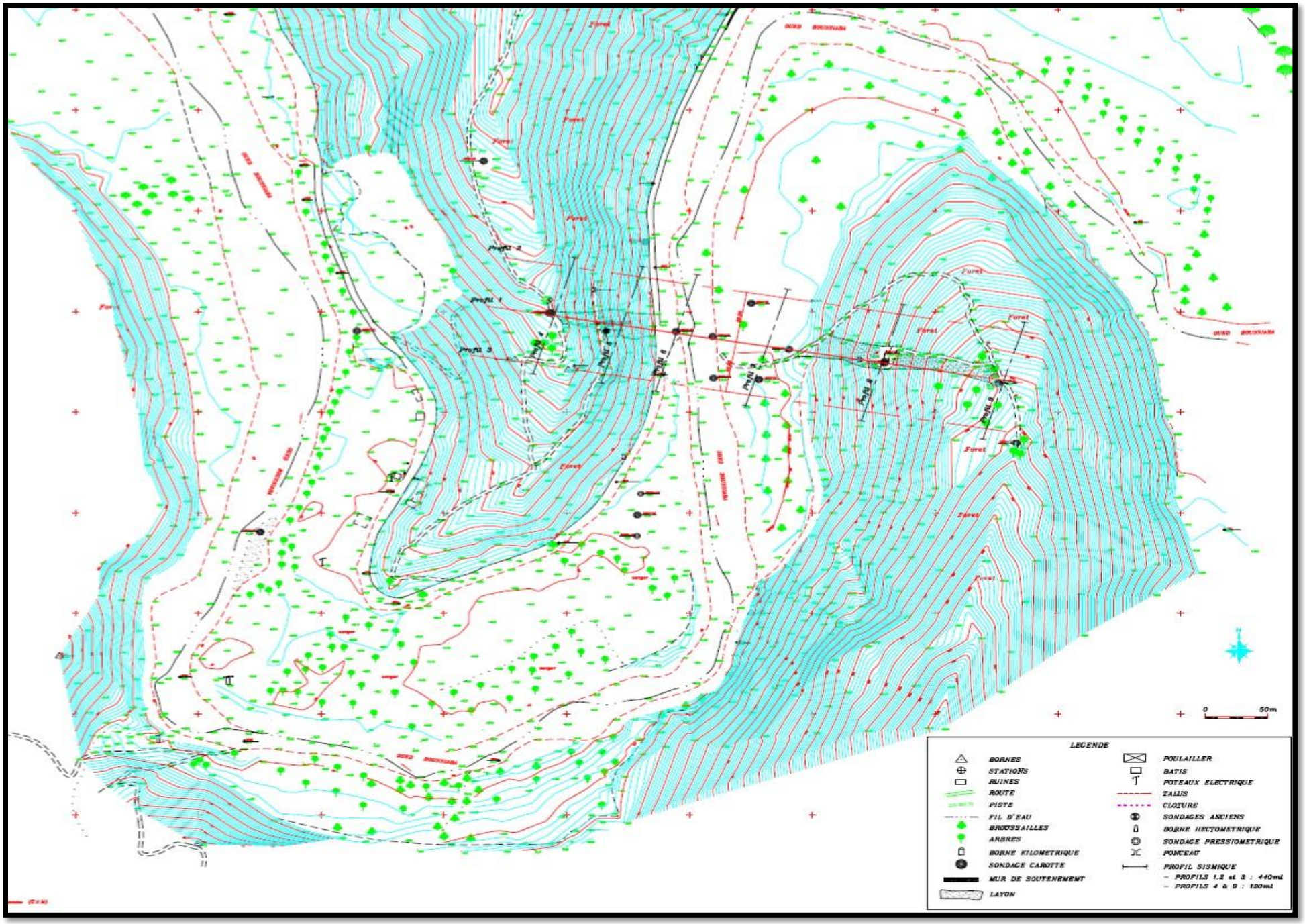




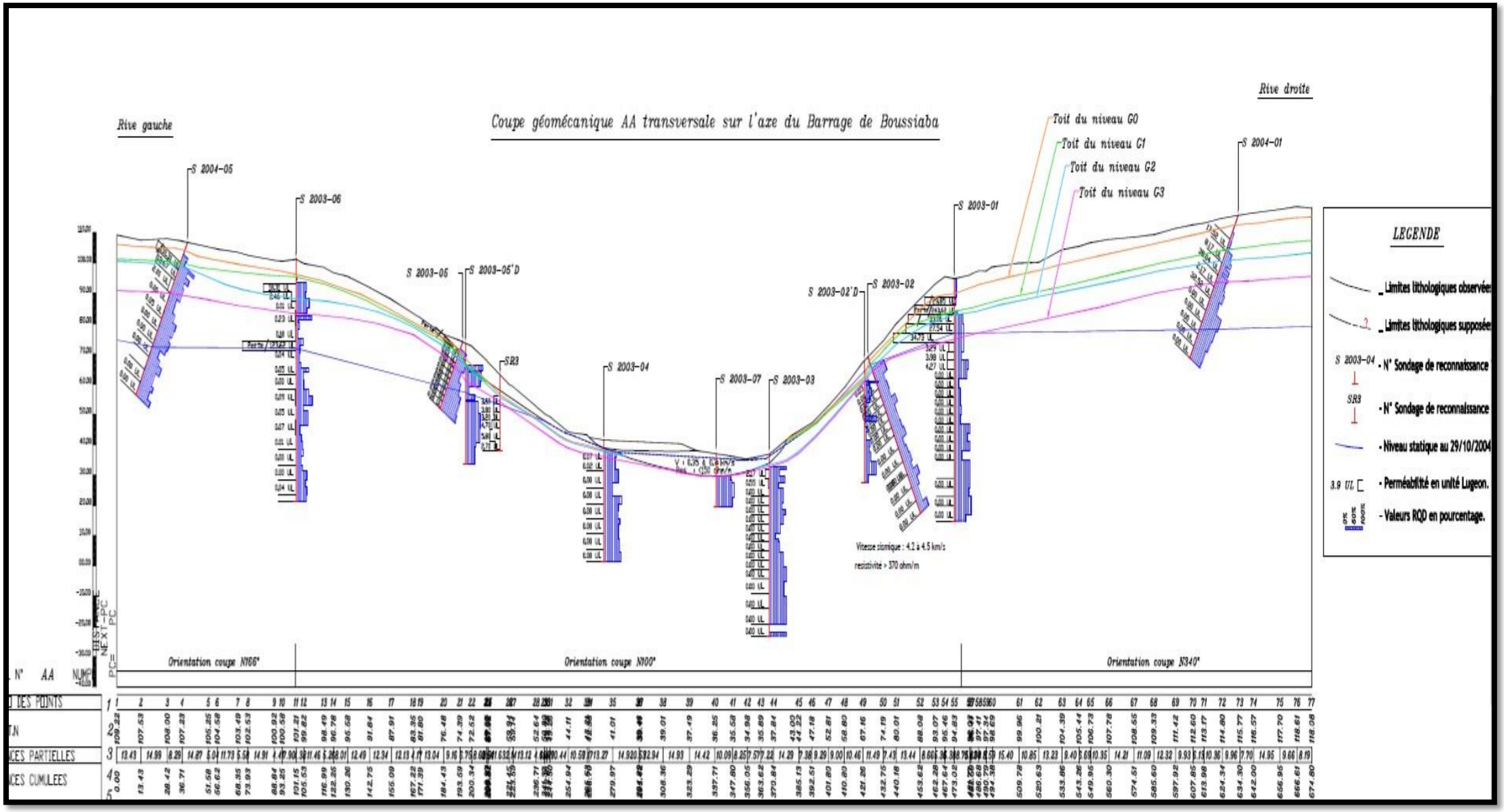
ANNEXE 02 : Les zones d'emprunt (source ANBT)



ANNEXE 03 :Coupe géologique (source ANBT)



ANNEXE 04 : Coupe géomécanique (source ANBT)



ANNEXE 05 : **La série des pluies mensuelles moyennes interannuelles**(source ANRH)

Code station : 100706													
Nom station : EL MILIA													
X : 819.3													
Y : 389.7													
Z : 100													
Année	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	TOTAL des moyennes annuel
1908	-999	-999	-999	-999	146.6	108.9	68.4	97.8	64.5	34.8	6	0.4	
1909	67.7	42.3	99.3	121.8	257.9	280.2	109.8	49.6	117.8	46.6	0	3	1196
1910	79.8	3.8	103	322.7	163.1	61.8	149.9	111.9	82.6	3.7	1.9	1.3	1085.5
1911	22.3	143.3	190.1	38.3	109.4	45.9	66.4	112	28.4	63	0.9	0.3	820.3
1912	80.7	47.2	158.4	55.6	78.5	148.4	99.2	63.5	11.8	0	5.3	9.6	758.2
1913	0	64.5	113.8	119.1	351.8	219.4	110.3	7.9	40.6	10.1	0	4.8	1042.3
1914	1.8	77.9	139.5	54.7	263.9	115.9	140.9	165.1	70.5	137	8.8	5.7	1181.7
1915	44.9	103	107.8	274.5	111.7	149	66.7	59.8	53.6	42.1	10.3	0	1023.4
1916	99.4	21.3	184.8	77.3	219.6	169.8	64.6	54.3	34.8	-999	-999	-999	
1917	-999	-999	-999	-999	32.1	82.5	155.1	111.5	102.1	138.8	2.1	3	
1918	58.6	176.4	194.3	230.8	345.6	59.3	246.4	85.2	99.3	16.4	1.3	0	1513.6
1919	6.6	125.3	90.4	216.4	74.9	156.5	149.4	80	1	5.5	17.9	0.8	924.7
1920	54	162.8	128.2	123.6	134.8	75.8	101.7	214.3	102.7	90.7	1.5	64.5	1254.6
1921	32.1	138.6	138.1	305.6	292.6	185.6	22	29.7	23.7	12.3	3	3	1186.3
1922	42.3	72.4	138	209.1	506	183.7	132	92.6	17	22.4	0	0.8	1416.3
1923	31.8	32.3	146.1	196.2	179.8	176.1	56	46	6.1	2.3	0	0	872.7
1924	7	74.9	151.3	208.8	32.4	157.6	102.5	237.3	137.6	4.8	0	1	1115.2
1925	75.2	171.2	156.7	97.7	152.5	77.6	117.5	141.4	69.6	6.3	17.8	0	1083.5
1926	0.7	0.2	7.8	50	260.6	83.3	125.7	44.3	107	0	0.2	0.1	679.9
1927	77.8	37.7	95.4	200.9	280.9	141.5	176.4	47.2	96	0	22.8	3.2	1179.8
1928	188.9	72.6	138.9	299.9	174.7	216.1	52.1	27	153.7	2.2	1.3	27	1354.4
1929	43	108.7	187.8	99.4	137.7	258.4	81.3	153.2	36.9	59	19	0	1184.4
1930	93.2	203	7.4	383.1	126.2	283.1	17.3	79.9	41.1	1	0	0	1235.3

ANNEXE 05 : **La série des pluies mensuelles moyennes interannuelles**(source ANRH)

1931	29.3	72.6	92.5	607.7	219.7	87.3	67.9	49.7	10.1	12.3	3.3	1	1253.4
1932	80.6	153.3	101.2	27.7	240.4	187.9	65.4	21.5	61.8	16.8	6.5	0	963.1
1933	26.8	11.9	101.9	214.2	364.9	204.4	179.6	81.9	60.8	79	0.6	5.1	1331.1
1934	41.9	34.6	86.6	273.9	421.8	90	155.1	104.7	94.7	0.7	29	15.3	1348.3
1935	32.1	148.4	169.4	198.6	38.5	62.6	80.8	105.9	85.1	23	10.8	44.4	999.6
1936	13.8	128.9	107.2	42.8	39.7	114	86.6	53.5	76.5	8.6	0	0.2	671.8
1937	32.9	16.4	88	281.6	126.1	132.7	18	105.2	68.2	0.3	0	1.1	870.5
1938	25.5	50.8	74	365.1	75.5	165.3	146.6	157.8	103.5	10	0	134.7	1308.8
1939	162	66.6	187.6	123.5	217.9	46.5	40.1	53.6	99.9	26.5	0.1	16.4	1040.7
1940	24.7	87.9	149.5	228.2	49.5	102.5	60.2	60.3	47.6	21.7	2.7	1	835.8
1941	56.5	146.6	155	187.1	375.5	260.8	66.9	19.4	18.4	1.2	0.4	6.7	1294.5
1942	51.4	21.8	126.6	201	61.3	132.5	107.4	41.4	12.7	7.5	0.7	19	783.3
1943	9	109.9	174.1	99.4	66.7	189	143	135.9	4.1	10	0	4.9	946
1944	112.5	145.2	64.7	232.7	335.9	17.4	78.3	6.6	11.6	10	23.7	2.3	1040.9
1945	83.2	24.4	128	236.3	168.2	97.1	91.9	48	64.5	8.8	0.1	3	953.5
1946	10.8	46.8	136.1	462.9	114	102.9	28.3	50.4	25.7	0.3	1.8	22.6	1002.6
1947	90.5	107	23.8	332.4	88.8	50.2	28.5	45.2	119.2	44.2	0	0	929.8
1948	8.1	122.9	111.3	121.6	254.6	118.5	97.3	64	72.9	8.5	3.3	0	983
1949	0	61	229	21	130.9	67	118.8	133.9	13.8	0	0	0	775.4
1950	1.2	138.1	86.3	229.2	115.1	135.3	70.2	6.3	66.1	1.5	0	2	851.3
1951	62.5	125.7	79.6	135.9	143.3	136	85.3	40	89.8	1.9	0	7.5	907.5
1952	44.8	33.7	103	79.3	201.4	69.8	61.5	-999	-999	-999	-999	-999	
1953	-999	-999	-999	78.8	148.5	99	82.5	77.2	13.4	2	0	0	
1954	0	198.5	139.1	152.5	57.2	87	82.9	63.7	8.5	16	0	22.6	828
1955	197.7	73	171.6	132.7	115.7	541	78.3	31.6	15.3	6.4	0	15.8	1379.1
1956	48.6	75.9	70.3	46.2	170.7	0.7	50.7	77.9	50.1	21.1	3.2	0.2	615.6
1957	8.8	355	157.8	178.9	248.9	59.5	112.5	48.7	8	1.7	1	4.2	1185
1958	30.6	234.6	443.8	88.1	77.2	68.4	138.1	155.7	90.7	68.2	0	6.8	1402.2
1959	47.3	161.1	245	211.4	116.8	48.1	74.5	36.2	35.4	29	8.2	8	1021
1960	4.8	39.1	60	196.4	165	3.5	25.5	38.7	26.8	19.8	0	0	579.6

ANNEXE 05 : **La série des pluies mensuelles moyennes interannuelles**(source ANRH)

1961	0	19.9	81.4	140.7	61.4	218.7	71.4	175.5	17.8	114	0	1.7	902.5
1962	3.7	153	148.2	108	123.3	123.8	43.1	42.7	82.8	-999	-999	-999	
1968	9.7	1.2	84.4	261.1	167.8	8	64.3	-999	6.3	14.3	2.5	75	
1969	191.8	26.9	2.8	157.8	15.8	144	126.2	214.3	114.1	21.8	19	13.4	1047.9
1970	11.3	228.1	7.5	137.2	219.2	143.5	308.7	98.9	55.9	0	5.9	4.6	1220.8
1971	-999	98.8	148.7	45	206.7	168.9	309.9	341.2	104.1	20.8	3.2	8.8	
1972	49.5	98.5	-999	-999	220.8	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	
1973	-999	54.3	96.5	80	58.5	98.8	95.9	120.8	9.4	6.1	12.2	3.8	
1974	14.5	58.2	94.4	101.6	19.9	75.7	98.1	58.4	26.3	2.4	0	63.7	613.2
1975	18.5	15.8	97.2	40.6	47.2	53.8	-999	-999	-999	-999	-999	-999	
1976	-999	-999	-999	-999	-999	38.4	22.4	58.8	45.4	42.7	0	0	
1977	0	19.3	143.1	16	222.4	123.2	83.7	106.6	47.3	0	0	0	761.6
1978	9.3	138.1	164.4	43.5	105.7	182.5	84.5	227.1	15	31.1	0	7.6	1008.8
1979	58.9	73.2	178.3	74.8	63.4	65.7	109.1	60.9	51	0.5	0	0	735.8
1980	31.4	135.9	119.3	299.6	95.9	136.8	106.6	41.9	47.6	19.6	0	47.5	1082.1
1981	0	67.4	82.3	150.9	205.2	153.4	118	36	41.5	6	0	0	860.7
1982	7.5	121.2	171	209.2	11.3	50	150.3	7.2	18.6	0	0	4.8	751.1
1983	28.6	82.5	106.1	93.8	174.6	206.3	91.9	39.7	37.5	0	0	0	861
1984	90	316	5.6	201.7	176.8	56.8	212.3	20.2	31	3.8	0	0	1114.2
1985	79.9	18.4	107.8	101.3	152.3	118.3	127.6	44.8	4.6	7.2	0	0	762.2
1986	23.5	142.3	131.3	168.6	142.2	171.2	60.2	45	87.3	0	17.5	0	989.1
1987	18.4	49	131.9	27.3	107.2	106.6	81.3	66.9	29.1	6.9	0	0	624.6
1988	66	0.6	85.7	230.1	95.4	85.2	58.9	127.9	2.4	11	0.6	10.9	774.7
1989	29.5	127.7	101.3	84	86.8	0	44.1	80.6	79.7	1.7	1.7	4.8	641.9
1990	0	70.2	241.7	398.9	105.6	126.9	134.3	46.8	68.3	3.9	0	0	1196.6
1991	29.9	137.8	68.9	13.2	93.4	50.4	104.1	156.7	86.5	32.1	10.7	0	783.7
1992	4.3	89.5	44	324.4	98	62.4	95.8	76.3	45.3	0	0	0	840
1993	30.2	95	50.5	215.4	108.5	148.7	0	-999	17.1	0	0	0	

ANNEXE 05 : **La série des pluies mensuelles moyennes interannuelles**(source ANRH)

1994	51.2	123.8	16.5	252.4	168.8	36.6	150.7	65.7	2.1	17.1	0	6.6	891.5
1995	35.2	32.3	40.6	105.2	82	283.9	96.9	100.8	62.9	14.4	1.8	2.2	858.2
1996	35.8	127.9	67.4	135.6	68	33.2	36.5	37.5	10.5	36.9	5.5	2.5	597.3
1997	83.2	171.4	151.7	135.7	81.3	122.2	51.8	95.8	122.3	8	0	53.5	1076.9
1998	99.8	28.5	319.7	127	138.8	95.7	57.2	41	13.1	1.5	0	2.1	924.4
1999	22.9	18	134.5	193	81.4	31.5	22.2	16.3	77.4	27.5	0	4	628.7
2000	0	89.4	73.8	123	307.6	84.5	34.3	57.7	28.5	0	0	0	798.8
2001	29.8	8.5	58.5	86	57.9	108.8	18.6	47.9	9.4	9.2	26.2	40	500.8
2002	77.2	40.6	234.7	255.9	372	135.4	36.6	139.3	15.5	0	0	7.5	1314.7
2003	59.7	49.4	80.4	294.9	127.8	48.2	65.3	120.9	80.5	88.8	0	0	1015.9
2004	83.9	25.1	284.1	238.6	270.7	216.2	76.2	109.6	7.7	0	0	2.2	1314.3
2005	17.5	13.1	101	192.1	178.7	129.5	49.9	15	27.4	4	0	3.9	732.1
2006	41	32.6	33.6	263.7	16.8	73.6	210.6	53.7	9	31	0	3.5	769.1
2007	45.3	130.1	137.2	139.3	20.7	33.5	170.3	18.2	60	0	6.4	0	761
2008	37.4	25.1	133.4	150.3	219.5	97.9	48.6	131.4	30.1	0	0	20.2	893.9
2009	189.8	150.4	139.7	136.7	148.4	40.6	66.9	41.1	77.5	12.8	0	0	1003.9
2010	23.4	173.6	103.8	110.8	67.1	247.1	71.1	70.9	46.3	29.8	0	0	943.9
2011	0	205.7	78.5	150.5	74.5	299.9	52	124.9	0	0	0	10.2	996.2
Série complète													
Moyennes interannuelles	41.44	86.69	113.1	161.3	150.9	118.31	89.89	55.56	47.58	17.65	3.25	8.913	894.55