الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS

"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⵓⵢⵙⵔⵙⵓⵜ ⵓⵢⵙⵏⵍⵓ ⵉⵎⵉⵙⵙⵉⵡ ⵏ ⵜⵎⵙⵓⵍⵉⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Ouvrages hydrotechniques et aménagements

THEME :

Conception et dimensionnement du barrage d'El Ouldja W.Khenchela

Présenté par :
ALENDA ABDERRAHIM

Devant les membres du jury

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

Session Septembre 2023

Dédicace

De tout mon cœur, je souhaite exprimer ma profonde gratitude en dédiant ce travail comme un témoignage d'affection, de respect et de reconnaissance :

À mes chers parents, je tiens à leur rendre hommage pour leur soutien indéfectible, leur patience inépuisable et les sacrifices qu'ils ont consentis tout au long de mes études et de ce projet. C'est à eux que je dois ce que je suis aujourd'hui, ainsi que ce que je deviendrai demain. Je m'efforcerai toujours de demeurer une source de fierté pour vous, et je m'engage à ne jamais vous décevoir. Que Dieu Tout-Puissant veille sur vous, vous accorde une excellente santé et un bonheur incommensurable, et vous protège de tout mal.

A mes frères et ma chère sœur

À l'ensemble de mes amis

Remerciement

Au terme de cette étude, résultat de plusieurs années d'efforts inlassables, je désire exprimer ma gratitude envers Dieu Tout-Puissant en premier lieu, pour m'avoir accordé le courage, les ressources et les personnes qui ont contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Je tiens à exprimer ma sincère reconnaissance envers toutes les personnes qui m'ont apporté leur aide et leurs précieux conseils tout au long de ce processus.et spécialement Mr Mohamed El-Bachir Attalah.

Je souhaite également adresser mes remerciements les plus sincères et mon profond respect aux membres du jury qui auront l'honneur d'évaluer ce travail.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers l'ensemble du personnel enseignant de l'École Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH) qui ont joué un rôle essentiel dans ma formation.

ALENDA ABDERRAHIM

ملخص

ضمن مذكرة نهاية الدروس هذه قمنا بتصميم سد الولجة بولاية خنشلة لغرض تسخير موارد المياه التقليدية المتواجدة في المنطقة من اجل توجيهها الى سقي الأراضي الفلاحية المجاورة بصفة كافية حيث اشتملت هاته المذكرة على الدراسات الهيدرولوجية والتقنية لأنشاء هذا الصرح بأقل التكاليف.

Résumé

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de conservation des ressources hydriques et en vue de mobiliser les millions de mètres cubes d'eau perdus (à travers le rejet en mer et les pertes aux frontières), l'ANBT a entrepris la construction de barrages et de retenues collinaires. Cependant, il est impératif de mener une étude approfondie concernant la conception, le choix, et la dimension des ouvrages de stockage. Ainsi, l'étude, menée dans le cadre de ce mémoire en hydraulique, se concentre sur l'Analyse Préalable de la digue d'un barrage dans la wilaya de KHENCHLA, en particulier sur l'Oued EL ARAB.

Abstact

As part of the national strategy for water resource conservation and with the aim of harnessing the millions of cubic meters of lost water (through discharge into the sea and losses at the borders), ANBT has undertaken the construction of dams and hillside reservoirs. However, it is imperative to conduct a thorough study regarding the design, selection, and sizing of these storage structures. Thus, the study, conducted within the scope of this thesis in hydraulics, focuses on the Preliminary Analysis of a dam's embankment in the Khenchela province, specifically in the El Arab River.

Table des figures

3.1 Photo représentative du site du barrage par rapport a la wilaya de khenchela 13
3.2 Le lit de l'oued el arab 16
3.3 carottes dans les formations de l'unité technicogéologique III 19
3.4 carottes dans les formations de l'unité technicogéologique II 20
3.5 carottes dans les formations de l'unité technicogéologique I 21
3.6 Zones d'emprunts alluvionnaires – Alluvions grossiers "propres" - Fuseau des courbes granulométriques 26
3.7 Zone des matériaux fins aux terrasses alluvionnaires 27
3.8 Zone d'emprunts argileux : Abaque récapitulative de Casagrande 28
3.9 la carte sismique de l'algerie selon RPA 99 version 2003 30

4.1 Courbe hypsométrique du bassin versant 41
4.2 Carte hypsométrique du bassin versant d'el ouldja obtenue à partir d'Arc Gis 42
4.3 graphe de l'ajustement à la loi normal 55
4.4 graphe de l'ajustement à la loi normal 58
4.5 Graphe de l'ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits . 64
4.6 l'hydrogramme de crue de différentes temps de retours 69
4.7 Représentation graphique de la loi normale des apports 74
4.8 graphe hauteur-capacité-surface 80
4.9 Courbe de tendance des surfaces en fonction de la cote 89
4.10 La courbe caractéristique du barrage 93
4.11 La courbe d'optimisation 103

5.1 Coupe type d'un barrage en terre à noyau argileux 107
5.2 barrage en BCR en cour de réalisation 108
5.3 Coupe type d'un barrage en enrochement à masque 109
5.4 masque en béton en cours de réalisation 1 (barrage Djedra W.Souk Ahrass) 120
5.5 masque en béton en cours de réalisation 2 121
5.6 la mise en place des recharges (filtre)(USBR design of small dams P-301) . 122
5.7 Filtre en cours de réalisation 123
5.8 protection aval par enrochement (USBR design of small dams P-296) . . . 124

6.1 Profils de crête standard USBR 131
6.2 Profils de crête standard du WES 132
6.3 schéma illustrant un déversoir bec de canard 134

6.4 e et f en fonctions de l'angle de coin 135
6.5 schéma illustrant les différents formes du convergent 138
6.6 Graphique de la ligne d'eau du coursier 142
6.7 schéma d'un saut de ski 144
6.8 L'angle et le rayon du godet 145
6.9 Distance de chute du jet 147
6.10 schéma bassin d'amortissement 149

7.1 Schéma statique de la structure 163
7.2 Schéma statique de la structure (cas de stabilité au renversement) 167
7.3 Schéma statique de la structure (cas de stabilité au poinçonnement) . . . 168

9.1 Vanne batardeau 180
9.2 Schéma grille de vidange du fond (USBR Design of small dams) 181
9.3 Capteur piézométrique 182
9.4 Un fissuromètre automatique 184
9.5 Un fissuromètre mécanique 185

10.1 réseau à noeuds 199
10.2 réseau à flèches 199
10.3 Le diagramme de GANTT 201

Liste des tableaux

3.1 Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA (version 2003). . 29
3.2 Moyennes, minimales et maximales mensuelles des températures (°C) à Tebessa 31
3.3 Moyennes, minimales et maximales mensuelles des températures (°C) à Batna 31
3.4 Pression de vapeur (millibars) 33
3.5 Radiation solaire 33
3.6 Vitesse du vent (m/sec) 33
3.7 Evapotranspiration mensuelle pour le B.V. d'El Ouldja, en (mm) 34
3.8 Pluie Moyenne Annuelle du bassin versant d'El Ouldja 34

4.1 caractéristiques du bassin versant 40
4.2 Altitudes caractéristiques 44
4.3 résume de l'étude de relief 46
4.4 choix du temps de concentration 50

4.5 Les résultats des paramètres hydrographiques . . . 51
4.6 paramètres de la station hydrométrique . . . 52
4.7 paramètres des stations pluviométriques . . . 52
4.8 résultats de l'ajustement à la loi normal . . . 55
4.9 Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon 56
4.10 résultats de l'ajustement à la loi de Galton . . . 57
4.11 Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon 58
4.12 résultats de l'ajustement de la station de Bou Hmama . . . 63
4.13 Résultats de l'ajustement pour déférentes périodes de retours . . . 64
4.14 Résultats de l'ajustement des cinq stations par la méthode du GRADEX. . 65
4.15 Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue . . . 66
4.16 hydrogramme de crue . . . 66
4.17 Crues de projet recommandées . . . 70
4.18 Résultats de calcule pour différentes formules . . . 72
4.19 Les résultats de l'ajustement de la série des apports de la station de Khneguet S.N 62 . . . 73
4.20 répartition mensuelle des apports . . . 74
4.21 Hauteur-Surface-Volume . . . 77
4.22 répartition mensuelle des besoins(source :ANBT) . . . 80
4.23 répartition mensuelle des apports . . . 81
4.24 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm3) . . . 83
4.25 Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm3) . . . 84
4.26 la courbe caractéristique du barrage . . . 89
4.27 résultats de calcul de l'hydrogramme de crue pour une largeur de 50 m . . 90
4.28 Hydrogramme d'entré et les hydrogrammes de sorties pour différentes largeurs déversantes . . . 94
4.29 Variation de la hauteur du barrage . . . 99
4.30 Les largeurs en crête obtenues par les formules . . . 99
4.31 Coût de déversoir . . . 100
4.32 Coût de coursier. . . . 101
4.33 Coût du canal d'approche . . . 102
4.34 Coût Totale du barrage. . . . 102
4.35 récapitulatif de l'étude d'optimisation . . . 103
4.36 Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage . . . 104

5.1 calcul des volumes de recharges en enrochement . . . 118
5.2 calcul de volume du béton pour le masque . . . 118
5.3 Comparaison économique des variantes . . . 119

6.1 Calcul de ligne d'eau dans le coursier par la méthode indirecte d'intégration numérique . . . 141
6.2 Hauteur des murs bajoyers dans le coursier. . . . 143
6.3 Recommandations du temps de vidange selon USBR . . . 150

6.4 Résultats de calcul le temps de vidange pour 2 m de diamètre 152

7.1 Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA (version 2003). . 161

10.1 Symboles des opérations et leurs duré : 201

Table des matières

1 Introduction **1**

2 Historique des barrages **3**
2.1 introduction 4
2.2 Définition des barrages et leurs ouvrages annexes 5
2.2.1 Définition d'un barrage 5
2.2.2 Les ouvrages annexes 5
2.3 Types de barrages et d'ouvrages annexes 5
2.3.1 Types de barrages 5
2.3.2 Ouvrages annexes des barrages 6
2.4 Historique des barrages en Algérie 7
2.5 Utilité et importance des barrages 9
2.6 Rupture des barrages et dangers associés 10

3 Présentation de la zone d'étude **12**
3.1 Introduction 13
3.2 Localisation et accès 13
3.3 Topographie et données topographique 14
3.4 Géologie et géotechnique 15
3.4.1 Introduction 15
3.4.2 géologie 16
3.5 Géotechnique 22
3.5.1 Essais in-situ 23
3.5.2 sismicité 29
3.6 Climatologie 30
3.6.1 Introduction 30
3.6.2 La température 31
3.6.3 La pression de vapeur 33
3.6.4 L'insolation 33

3.6.5 Radiation solaire . . . 33
3.6.6 Le vent . . . 33
3.6.7 L'évaportanspiration . . . 34
3.6.8 Les précipitations . . . 34

4 Étude hydrologique **35**
4.1 I. Introduction . . . 36
4.2 Etude géomorphologique . . . 36
4.2.1 Caractéristiques morphologiques . . . 36
4.2.2 Etude du relief . . . 41
4.2.3 Etude réseau hydrographique . . . 45
4.3 Etude des crues . . . 51
4.3.1 Paramètres de la station hydrométrique . . . 52
4.3.2 Paramètres des stations pluviométriques . . . 52
4.3.3 Choix du modèle fréquentielle . . . 52
4.3.4 Ajustement des données de la station Khenget S.N par la loi de Gumbel 55
4.3.5 Ajustement des données de la station Khenget S.N par la loi de Galton 57
4.3.6 Détermination de Qmax par la méthode GRADEX . . . 59
4.3.7 Hydrogramme de crues . . . 65
4.3.8 Choix de la crue . . . 70
4.4 Étude des apports liquides . . . 71
4.4.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A_0) : . . . 71
4.4.2 Ajustement de la série des apports de la station de Khneguet S.N rapportés à la loi normale . . . 73
4.4.3 Répartition de l'apport annuel estimé à une probabilité de 80% . . . 74
4.5 Étude des apports solides . . . 74
4.5.1 La méthode de TIXERON . . . 75
4.5.2 La méthode de FOURNIER . . . 76
4.5.3 La méthode de SAIDI . . . 76
4.5.4 Choix de la formule de calcule . . . 76
4.6 Régularisation des débits . . . 77
4.6.1 Courbe hauteur-surface-capacité . . . 77
4.6.2 Les besoins . . . 80
4.6.3 Les apports . . . 80
4.6.4 Le volume utile . . . 81
4.6.5 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes . . . 81
4.6.6 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) . . . 84
4.7 Laminage des crues . . . 86
4.7.1 La méthode de Muskingum . . . 86
4.7.2 application de la méthode de Muskingum . . . 88
4.8 Etude d'optimisation . . . 97
4.8.1 La revanche . . . 97
4.8.2 Le tassement . . . 98

4.8.3 Largeur en crête . . . 98
4.8.4 Coût de l'évacuateur de crues . . . 99
4.8.5 conclusion . . . 104

5 Dimensionnement de la digue 105
5.1 Introduction . . . 106
5.2 L'axe d'implantation . . . 106
5.3 Le choix de type du barrage . . . 107
5.3.1 Barrage en terre à noyau argileux . . . 107
5.3.2 Barrage en BCR (béton compacté au rouleau) . . . 108
5.3.3 Barrage en enrochement à masque . . . 108
5.4 Profil générale de la digue . . . 109
5.4.1 Hauteur du barrage . . . 109
5.4.2 Largeur en crête . . . 110
5.4.3 Longueur en crête : . . . 110
5.4.4 Pente des talus : . . . 111
5.4.5 Les bermes : . . . 111
5.4.6 Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus : . . . 111
5.4.7 Etanchéité du barrage . . . 112
5.5 Fixation du choix définitif du type de barrage : . . . 114
5.5.1 Choix finale de la variante . . . 118
5.6 étude détaillés de la digue : . . . 119
5.6.1 Le masque en béton : . . . 119
5.6.2 Les recharges : . . . 122
5.6.3 Protection aval : . . . 124
5.6.4 Couverture du masque . . . 124
5.7 conclusion . . . 124

6 Dimensionnement des ouvrages annexes 126
6.1 Les ouvrages annexes . . . 127
6.2 L'évacuateur de crues . . . 127
6.3 Evacuateur de crue latérale à entonnement frontale . . . 127
6.3.1 Le canal d'approche . . . 127
6.4 Le déversoir . . . 130
6.4.1 Déversoir rectangulaire : . . . 130
6.4.2 Duckbill (bec de canard) : . . . 134
6.5 le convergent . . . 137
6.6 le coursier . . . 139
6.6.1 Méthode indirecte d'intégration numérique . . . 140
6.7 le saut de ski (Ski jump buckets) . . . 143
6.7.1 Forme de la pelle . . . 143
6.7.2 Élévation de l'invert . . . 143

6.7.3 Rayon du godet . . . 144
6.7.4 Angle de sortie . . . 146
6.7.5 Trajectoire du jet . . . 147
6.8 Le bassin d'amortissement . . . 147
6.9 Le vidange de fond . . . 149
6.9.1 Contrôle du niveau d'eau . . . 149
6.9.2 Évacuation des sédiments . . . 149
6.9.3 Décharge d'urgence . . . 149
6.9.4 Génération d'énergie . . . 150
6.9.5 Amélioration de la qualité de l'eau . . . 150
6.9.6 Maintien de la structure du barrage . . . 150
6.10 La tour de prise . . . 154
6.10.1 Structure de Prise d'Eau : . . . 154
6.10.2 Objectifs Multiples : . . . 154
6.10.3 Équipements de Contrôle : . . . 154
6.10.4 Gestion Environnementale : . . . 155
6.10.5 Maintenance : . . . 155
6.10.6 Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau . . . 155
6.10.7 Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre . . . 155
6.10.8 Correction de la valeur de coefficient . . . 156
6.10.9 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite . . . 156
6.11 Conclusion . . . 157

7 Calcul de stabilité **158**
7.1 Introduction : . . . 159
7.2 Pré-dimensionnement : . . . 160
7.2.1 Paramètres Sismiques : . . . 161
7.2.2 Facteurs de sécurité . . . 162
7.2.3 Calcul du poids de béton . . . 164
7.2.4 Calcule du centre de gravité par rapport à la base . . . 164
7.2.5 Calcul du poids de la structure : . . . 165
7.2.6 Charges sismiques : . . . 165
7.3 Vérification de stabilité au renversement : . . . 166
7.3.1 Calcule des moment stabilisants : . . . 166
7.3.2 Calcule des moments renversants : . . . 166
7.3.3 Calcule de facteur de sécurité contre le renversement : . . . 166
7.3.4 Vérification contre le glissement : . . . 167
7.4 Stabilité au poinçonnement : . . . 168
7.4.1 Cas sans charges sismiques : . . . 169
7.4.2 Cas avec charges sismiques : . . . 169
7.5 Vérification contre le soulèvement : . . . 170
7.6 Conclusion . . . 171

8 Traitement du bassin versant **172**
8.1 Traitement du bassin versant . . . 173
8.1.1 Des mesures visant à diminuer le taux d'érosion . . . 173
8.1.2 Des mesures visant à inhiber le phénomène des charriages . . . 173
8.2 Stratégie d'intervention dans le bassin versant d'El Ouldja . . . 175
8.3 Objectifs . . . 175
8.4 Les techniques disponibles . . . 175
8.5 Mesures anti-érosives . . . 176
8.6 Action à projeter . . . 177
8.7 Conclusion . . . 177

9 Équipements hydromécaniques et équipements d'auscultation **179**
9.1 Introduction . . . 180
9.2 Équipements Hydromécaniques . . . 180
9.2.1 Vannes et Dispositifs de Contrôle . . . 180
9.2.2 Équipements de Levage . . . 181
9.2.3 Grilles et Dégrilleurs . . . 181
9.3 Équipements d'Auscultation . . . 181
9.3.1 Capteurs piézomètriques . . . 182
9.3.2 Inclinomètres . . . 183
9.3.3 Les fissuromètres . . . 183
9.3.4 Capteurs de Déformation . . . 185
9.3.5 Capteurs de Niveau . . . 185
9.3.6 Auscultation topographique de précision . . . 186
9.3.7 Météorologie et hydrologie . . . 186
9.4 Conclusion . . . 186

10 Organisation de chantier **187**
10.1 Introduction . . . 188
10.2 Organisation technique de préparation . . . 188
10.3 Installations du chantier . . . 188
10.3.1 Installations destinées au personnel . . . 189
10.3.2 Installations destinées au stockage des matériaux . . . 189
10.3.3 Installations destinées à la réparation des engins . . . 190
10.3.4 Installations pour la préfabrication . . . 190
10.4 Rôles et responsabilité des intervenants sur chantier . . . 190
10.4.1 Le maître de l'ouvrage . . . 191
10.4.2 Le maître d'œuvre . . . 191
10.4.3 L'entrepreneur . . . 192
10.5 Les moyens de chantier . . . 194
10.5.1 Les moyens humains . . . 194
10.5.2 Les moyens matériels . . . 194
10.5.3 Le matériel de terrassement . . . 194

10.5.4 Le matériel lié au type de barrage 194
10.6 Terrassement au niveau des installations de chantier 195
10.6.1 Exécution des voies d'accès 195
10.6.2 Détermination des engins nécessaires 195
10.6.3 Dérivation provisoire 196
10.6.4 Exécution de l'évacuateur de crue 196
10.6.5 Exécution des travaux de béton 196
10.6.6 Exécution de la vidange de fond 196
10.7 Planification 196
10.7.1 Étapes de la planification 197
10.7.2 Plannings des travaux 198
10.7.3 Techniques de la planification 198
10.7.4 Méthodes basées sur le réseau 198
10.7.5 Méthode de calcul de C.P.M 200
10.7.6 Délai de construction et programme des travaux 200
10.7.7 Symboles des différentes opérations 201
10.8 CONCLUSION 202

11 Conclusion **203**

12 Références bibliographiques **205**

13 Annexes **208**

Dimenssionnement et conception du barrage d'El Ouldja (W.Khenchela

ALENDA ABDERRAHIM

Octobre 2023

CHAPITRE

1

INTRODUCTION

Avec une croissance démographique rapide et une demande croissante en eau, l'Algérie, dans son ensemble, se trouve confrontée à la nécessité pressante de mobiliser efficacement les ressources hydriques de son propre territoire. Cette impérieuse nécessité s'étend tout particulièrement à la Wilaya de Khenchela, où l'approvisionnement en eau devient un enjeu crucial pour répondre aux besoins croissants de la population.

Dans ce contexte, l'objectif fondamental de cette étude est de concevoir le barrage d'El Ouldja, qui sera érigé sur l'oued El Arab. Pour ce faire, cette étude est divisée en sept chapitres, chacun d'eux jouant un rôle clé dans l'évaluation globale de la faisabilité de ce projet hydraulique ambitieux.

Les deux premiers chapitres de cette étude s'attachent tout d'abord à l'étude topographique et à l'étude géologique et géotechnique du site. Ces deux volets permettent, en premier lieu, de précisément localiser l'emplacement optimal du réservoir, et, en second lieu, de déterminer avec minutie les caractéristiques morphologiques et climatiques du site. De plus, ils offrent un aperçu approfondi du comportement hydrologique du bassin versant, établissant ainsi les bases pour une étude d'optimisation dédiée à la détermination de la largeur optimale des déversoirs. Cette optimisation, basée sur une analyse hydrologique approfondie, constitue une étape cruciale dans le processus global de conception. Enfin, une étude technico-économique approfondie est menée pour sélectionner la variante la plus appropriée pour l'évacuateur de crues du barrage, tout en assurant la vérification rigoureuse de sa stabilité.

La seconde partie de ce mémoire est consacrée à la conception et au dimensionnement des ouvrages annexes du barrage, garantissant ainsi une vision globale du projet.

Enfin, pour conclure ce mémoire de manière exhaustive, une attention particulière est portée à l'organisation du chantier. Cette phase revêt une importance capitale, car elle vise à assurer la réalisation du projet dans des délais serrés tout en optimisant les coûts.

Il est impératif de souligner que cette étude, de par son ampleur et son expertise, détient une importance cruciale pour répondre aux besoins en constante augmentation en eau de la Wilaya de Khenchela, tout en contribuant de manière significative à la gestion rationnelle des ressources hydriques de la région.

CHAPITRE

2

HISTORIQUE DES BARRAGES

2.1 introduction

Les barrages en Algérie sont bien plus que de simples structures de retenue d'eau. Ils constituent des symboles puissants de l'ingéniosité humaine, de la gestion des ressources en eau et du développement économique. Au fil des décennies, l'Algérie a fait preuve d'un engagement constant envers la construction et l'exploitation de barrages, démontrant ainsi sa volonté de sécuriser ses approvisionnements en eau, de promouvoir l'irrigation agricole et de développer une source d'énergie propre et renouvelable.

Dans ce chapitre, nous plongerons dans l'histoire des barrages en Algérie, une chronique fascinante de projets d'envergure qui ont façonné le paysage hydraulique de la nation. Nous explorerons les définitions des barrages et de leurs ouvrages annexes, les différents types de barrages utilisés, ainsi que leur utilité et leur importance. En outre, nous examinerons les conséquences potentiellement dévastatrices des ruptures de barrages, mettant en évidence les enjeux et les aléas qui entourent ces infrastructures cruciales.

Au-delà de leur fonctionnalité pratique, les barrages ont un impact profond sur le développement socio-économique de l'Algérie. En assurant une réserve d'eau régulière, ils sont essentiels à l'approvisionnement en eau potable des villes, à l'irrigation des terres agricoles et à la production d'énergie hydroélectrique. Les barrages permettent également de réguler les débits des cours d'eau, de prévenir les inondations et de créer des réserves stratégiques pour faire face aux périodes de sécheresse.

Cependant, il est important de reconnaître que les barrages ne sont pas exempts de risques et de dangers potentiels. Les exemples de ruptures de barrages, tant en Algérie que dans le monde, nous rappellent les conséquences dévastatrices qui peuvent survenir en cas de défaillance de ces structures complexes. Les enjeux liés à la sécurité des barrages et à la gestion des risques seront également abordés dans ce chapitre, soulignant l'importance de garantir la fiabilité et la résilience de ces infrastructures.

En résumé, ce chapitre nous guidera à travers l'histoire fascinante des barrages, en mettant en évidence leur rôle essentiel dans le développement socio-économique du pays. Nous examinerons les réalisations marquantes, les défis rencontrés et les perspectives d'avenir pour une gestion durable des ressources en eau.

2.2 Définition des barrages et leurs ouvrages annexes

2.2.1 Définition d'un barrage

Les barrages sont des ouvrages d'ingénierie conçus pour retenir et stocker l'eau, formant ainsi des réservoirs artificiels. Leur principale fonction est de réguler le débit des cours d'eau, en captant l'eau pendant les périodes de crue et en la libérant de manière contrôlée pendant les périodes de sécheresse. Les barrages permettent également de fournir de l'eau potable aux populations, d'irriguer les terres agricoles, de produire de l'énergie hydroélectrique et de prévenir les inondations.

2.2.2 Les ouvrages annexes

Les barrages sont souvent accompagnés d'ouvrages annexes qui complètent leur fonctionnement et leur utilité. Ces ouvrages annexes sont conçus pour répondre à des besoins spécifiques et sont intégrés au système global du barrage.

2.3 Types de barrages et d'ouvrages annexes

2.3.1 Types de barrages

Il existe plusieurs types de barrages, chacun adapté à des conditions géologiques, hydrologiques et topographiques spécifiques. Voici quelques-uns des types de barrages les plus couramment construits :

Barrage en terre

Les barrages en remblai sont construits en utilisant des matériaux tels que la terre, la roche et les graviers. Ces barrages sont généralement construits dans des vallées où les matériaux locaux sont disponibles en abondance. Ils reposent sur la résistance de la masse de terre pour retenir l'eau. Les barrages en remblai peuvent être renforcés par des parements en béton pour augmenter leur stabilité. Ils sont souvent utilisés pour des réservoirs de grande capacité.

Barrage en béton

Les barrages en béton sont construits en utilisant du béton armé. Ils sont constitués de parements en béton qui sont renforcés par des armatures en acier. Ces barrages sont adaptés aux sites où les matériaux de construction en béton sont disponibles en quantité suffisante. Les barrages en béton peuvent prendre différentes formes, telles que les barrages

voûtes, les barrages-poids, les barrages à contreforts, etc. Ils offrent une grande résistance et une longue durée de vie, mais nécessitent une expertise technique et des coûts de construction plus élevés.

Barrage en enrochement

Les barrages en enrochement sont construits en empilant des blocs de roche et de graviers de différentes tailles. Les espaces entre les blocs sont remplis de matériaux fins, tels que du sable, pour assurer l'étanchéité du barrage. Les barrages en enrochement sont flexibles et s'adaptent bien aux sols instables ou aux fondations rocheuses irrégulières. Ils sont souvent utilisés dans les régions montagneuses où les matériaux de construction en béton sont moins accessibles.

2.3.2 Ouvrages annexes des barrages

Évacuateurs de crue

Les évacuateurs de crues sont des structures situées sur le barrage qui permettent de déverser l'excès d'eau pendant les périodes de crue afin de prévenir les inondations et de maintenir la stabilité du barrage. Ces ouvrages sont équipés de vannes ou de déversoirs contrôlés pour réguler le débit d'eau relâché.

Écluses

Les écluses sont des ouvrages utilisés pour permettre le passage des bateaux ou des navires à travers le barrage, en régulant le niveau d'eau et en facilitant la navigation.

Prises d'eau

Les prises d'eau sont des structures conçues pour collecter l'eau stockée dans le réservoir formé par le barrage. Elles permettent de diriger l'eau vers les conduites forcées ou les canaux d'irrigation.

Conduites forcées

Les conduites forcées sont des canalisations qui transportent l'eau depuis le réservoir du barrage vers une centrale hydroélectrique. L'eau en mouvement fait tourner les turbines pour produire de l'électricité.

Centrales hydroélectriques

Les centrales hydroélectriques sont des installations où l'énergie hydraulique est convertie en électricité. Elles sont généralement situées à proximité des barrages et utilisent l'eau qui s'écoule à travers les conduites forcées pour faire tourner les turbines.

Canaux d'irrigation

Les canaux d'irrigation sont des structures qui permettent de distribuer l'eau du barrage aux terres agricoles environnantes, favorisant ainsi l'irrigation et le développement agricole.

Stations de pompage :

Les stations de pompage sont des installations qui utilisent des pompes pour transporter l'eau depuis les réservoirs du barrage vers les zones d'utilisation en surmontant les différences de niveaux. Ces stations sont souvent nécessaires lorsque les terres agricoles ou les zones urbaines sont situées à des altitudes plus élevées que le barrage.

2.4 Historique des barrages en Algérie

L'histoire des barrages en Algérie remonte à l'époque coloniale française, lorsque les premiers projets de construction ont été initiés pour répondre aux besoins en eau potable, en irrigation et en énergie. Cependant, le développement et la construction de barrages se sont intensifiés après l'indépendance du pays en 1962, dans le cadre des efforts visant à développer les ressources hydrauliques et à améliorer les conditions de vie de la population.

Voici un aperçu de l'évolution historique des barrages en Algérie :

Période coloniale (1830-1962) : Pendant la période coloniale française, plusieurs barrages ont été construits en Algérie pour répondre aux besoins en eau potable, en irrigation et en énergie. Ces projets visaient principalement à soutenir l'agriculture et l'industrie, ainsi qu'à fournir de l'eau potable aux populations locales.

Période post-indépendance (depuis 1962) : Après l'indépendance de l'Algérie en 1962, la construction de barrages est devenue une priorité nationale. Le pays s'est engagé

dans un vaste programme de développement des ressources hydrauliques pour répondre aux besoins croissants en eau, en énergie et en irrigation.

Période post-indépendance (depuis 1962) : Après l'indépendance de l'Algérie en 1962, la construction de barrages est devenue une priorité nationale. Le pays s'est engagé dans un vaste programme de développement des ressources hydrauliques pour répondre aux besoins croissants en eau, en énergie et en irrigation.

L'Office National des Barrages (ONB) a été créé en 1966 pour superviser la planification, la conception et la construction des barrages en Algérie. Depuis lors, de nombreux barrages ont été réalisés à travers le pays, contribuant au développement économique, à la sécurité alimentaire et à l'amélioration des conditions de vie de la population.

De plus, l'Algérie s'est également engagée dans la modernisation et l'entretien des barrages existants pour garantir leur durabilité et leur efficacité. Des programmes de réhabilitation ont été mis en place pour améliorer la sécurité et la résistance des barrages face aux risques naturels tels que les inondations.

Perspective future : L'Algérie continue de s'engager dans la construction de nouveaux barrages et la modernisation des ouvrages existants pour répondre aux besoins en eau, en énergie et en irrigation. Les objectifs futurs incluent l'expansion de l'agriculture irriguée, l'amélioration de la gestion des ressources en eau, le renforcement de la résilience face aux changements climatiques et la promotion du développement durable.

En conclusion, l'histoire des barrages en Algérie témoigne de leur importance cruciale dans le développement du pays. Des premiers projets coloniaux aux réalisations post-indépendance, les barrages ont joué un rôle essentiel dans la gestion des ressources en eau, la sécurité alimentaire, la production d'énergie et l'amélioration des conditions de vie de la population. Leur construction et leur entretien continuent d'être une priorité pour assurer le développement durable de l'Algérie.

2.5 Utilité et importance des barrages

En général, les barrages sont d'une utilité et d'une importance capitales dans de nombreux pays à travers le monde. Voici quelques-unes de leurs principales utilisations et leur importance :

Approvisionnement en eau : Les barrages jouent un rôle essentiel dans l'approvisionnement en eau douce pour les besoins domestiques, industriels et agricoles. En retenant l'eau dans les réservoirs, les barrages permettent de constituer des réserves qui sont ensuite distribuées aux populations pour la consommation humaine, l'irrigation des cultures et l'activité industrielle. Ils assurent ainsi une disponibilité régulière et fiable de l'eau, même pendant les périodes de sécheresse.

Irrigation agricole : Les barrages sont indispensables pour le développement de l'agriculture irriguée. L'eau retenue dans les réservoirs peut être utilisée pour l'irrigation des terres agricoles, ce qui permet d'accroître les rendements des cultures et de favoriser la production alimentaire. L'irrigation contrôlée fournie par les barrages permet de minimiser les risques liés aux aléas climatiques et de garantir une utilisation efficiente des ressources en eau.

Production d'énergie hydroélectrique : Les barrages constituent une source majeure d'énergie renouvelable grâce à la production d'électricité hydroélectrique. En utilisant l'énergie cinétique de l'eau qui s'écoule à travers les turbines, les barrages génèrent de l'électricité propre et durable. Cette énergie hydraulique contribue à diversifier le mix énergétique, à réduire les émissions de gaz à effet de serre et à promouvoir le développement durable.

Prévention des inondations : Les barrages jouent un rôle crucial dans la prévention des inondations. En régulant le débit des cours d'eau, ils permettent de contrôler et de réduire les crues soudaines et les débordements, protégeant ainsi les zones habitées et les terres agricoles des dommages causés par les inondations. Les barrages agissent comme des réservoirs de retenue, stockant temporairement l'eau excédentaire pendant les périodes de fortes précipitations et la libérant ensuite de manière contrôlée.

Régulation des cours d'eau : Les barrages permettent également de réguler le débit

des cours d'eau en fonction des besoins saisonniers et des exigences environnementales. En retenant l'eau pendant les périodes de faible demande et en la relâchant lorsqu'elle est nécessaire, les barrages contribuent à maintenir un équilibre hydrique, à soutenir les écosystèmes fluviaux et à préserver la biodiversité des cours d'eau.

Développement socio-économique : Les barrages ont un impact significatif sur le développement socio-économique des régions où ils sont construits. Ils créent des emplois pendant leur construction et leur exploitation, stimulent l'activité économique locale, favorisent la création d'infrastructures connexes (routes, écoles, hôpitaux, etc.) et contribuent à l'amélioration des conditions de vie des populations en assurant l'accès à l'eau, à l'énergie et aux ressources agricoles.

En résumé, les barrages revêtent une utilité et une importance considérables à l'échelle mondiale. Ils sont essentiels pour l'approvisionnement en eau, l'irrigation agricole, la production d'énergie, la prévention des inondations, la régulation des cours d'eau et le développement socio-économique. Leur construction et leur gestion appropriées sont cruciales pour répondre aux besoins croissants en eau, en énergie et en sécurité alimentaire, tout en tenant compte des enjeux environnementaux et de la durabilité à long terme.

2.6 Rupture des barrages et dangers associés

La rupture d'un barrage est un événement rare mais potentiellement catastrophique qui peut avoir des conséquences graves sur les populations et l'environnement. Voici les enjeux et les aléas liés à la rupture des barrages :

Enjeux humains : En cas de rupture d'un barrage, les vies humaines sont en danger en raison des inondations soudaines et de la puissance destructrice des eaux libérées. Les zones habitées en aval du barrage peuvent être submergées rapidement, entraînant des pertes de vies humaines, des blessures et des déplacements massifs de population. La sécurité des communautés vivant en aval des barrages est donc d'une importance capitale.

Enjeux économiques : La rupture d'un barrage peut provoquer des dommages considérables aux infrastructures, aux terres agricoles, aux industries et aux biens matériels. Les inondations soudaines peuvent détruire les habitations, les routes, les ponts, les réseaux de distribution d'eau et d'électricité, ainsi que les installations industrielles. Les coûts de

reconstruction et de réhabilitation après une rupture de barrage peuvent être énormes et avoir un impact économique majeur sur les régions touchées.

Enjeux environnementaux : La rupture d'un barrage peut entraîner des dommages environnementaux significatifs. Les inondations peuvent détruire les écosystèmes locaux, endommager les habitats naturels et perturber la faune et la flore. Les débris et les sédiments charriés par les eaux peuvent également avoir un impact négatif sur les cours d'eau en aval et les écosystèmes riverains.

Aléas et facteurs de risque : Plusieurs facteurs peuvent contribuer aux risques de rupture des barrages, tels que les précipitations intenses, les séismes, les glissements de terrain, les défauts de conception ou de construction, ainsi que le manque d'entretien et de surveillance régulière. Il est donc crucial d'identifier et de gérer ces aléas pour assurer la sécurité des barrages et des populations environnantes.

Les autorités chargées de la gestion des barrages doivent mettre en place des systèmes de surveillance et d'alerte précoce pour détecter les signes de défaillance éventuelle des barrages. Des plans d'urgence doivent également être établis pour réagir rapidement en cas de rupture imminente et pour minimiser les conséquences sur les populations et l'environnement.

En résumé, la rupture des barrages présente des enjeux humains, économiques et environnementaux importants. La gestion appropriée des risques et la mise en place de mesures de sécurité et de prévention sont essentielles pour éviter de tels événements et garantir la sécurité des populations vivant en aval des barrages.

CHAPITRE

3

PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

3.1 Introduction

Les barrages jouent un rôle crucial dans le développement socio-économique des régions, offrant des avantages significatifs tels que la gestion de l'eau et l'irrigation. Dans ce contexte, la conception du barrage d'El Ouldja revêt une importance capitale, étant donné ses implications sur la disponibilité de l'eau, la protection contre les crues et l'amélioration des conditions de vie des populations locales. Cette étude se concentre sur la présentation de la zone d'études, mettant en évidence les caractéristiques géographiques, hydrologiques, géologique et climatologique de la région. Une compréhension approfondie de ces éléments fournira une base solide pour l'élaboration d'une conception optimale du barrage, répondant aux besoins spécifiques de la région et garantissant une gestion efficace des ressources hydrauliques.

3.2 Localisation et accès

Le site du barrage d'El Ouldja est situé sur l'Oued El Arab, à environ 80 km au sud- ouest de Khenchela, chef-lieu de Wilaya. Il porte le nom d'une petite localité située à environ 2 km plus au sud. Les coordonnés du site sont (système Nord Sahara 1959 UTM Zone 32N) :

X= 287826 m Y= 3869249m Z= 345m

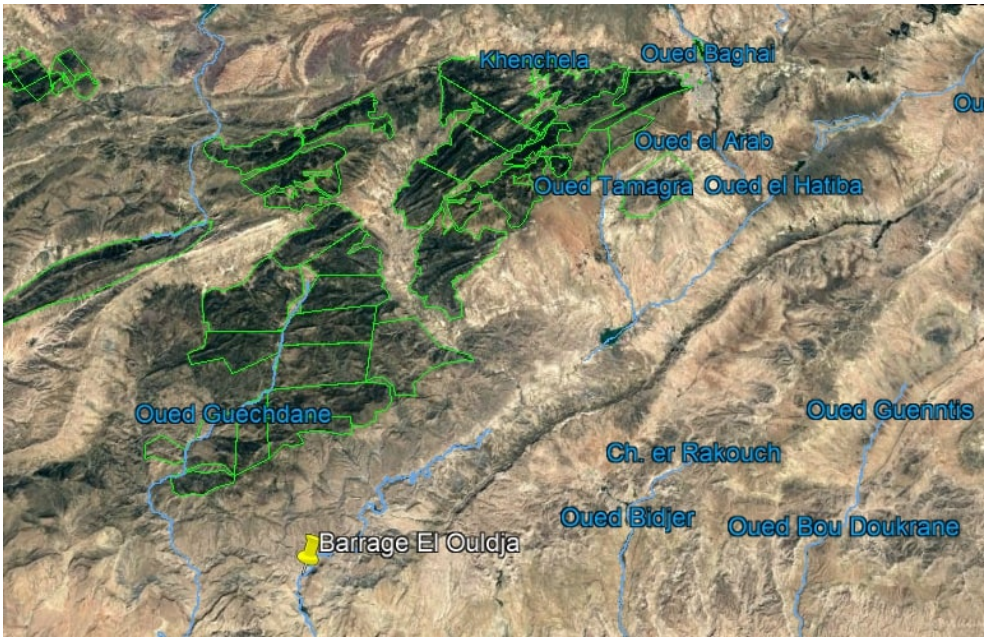


FIGURE 3.1 – Photo représentative du site du barrage par rapport a la wilaya de khenchela

L'Oued El Arab se jette dans le Chott Melhrir (altitude –30 m). Il draine le versant Sud-Est des massifs des Aurès, chaîne qui culmine à 2328 m au Djebel Chelia et l'extrémité Ouest des Nemencha (1834 m au Djebel Chechar). Le massif du bassin versant proprement dit, est situé entre :

— La ligne Batna - Khenchela, au Nord
— La ligne Khenchela – Khenegat Sidi-Naji, à l'Est
— La ligne Batna Biskra.

Les bassins versants voisins sont :

— Au Nord, le bassin versant de l'Oued Meskiana et les bassins endoréiques de Garaet et Tarf.
— Au Sud le bassin endoréique de Chott Melhrir.
— A l'Ouest, l'Oued Abiod.
— A l'Est, plusieurs Oueds des monts du Nemencha.

Le bassin versant est traversé par :

— Plusieurs pistes accidentées peu fréquenté par les habitants de la région
— Un chemin communal CC13 reliant El Ouldja M'sara et Bouhmama.
— un chemin communal CC 17 reliant Babar, Kheirane et El Ouldja, puis la RN 83 reliant.
— Un chemin communal reliant Kheirane et Djellal CC 27.
— Un chemin de wilaya reliant Kheirane et Chechar CW 07, cette dernière est reliée à la RN83.
— La RN 83 reliant Babar, Chechar en allant vers Zirbet El Oued.
— La RN 80 reliant Babar à Khenchela chef-lieu de la wilaya.
— Le site est accessible à partir de la route nationale N83 de Biskra où de N80 de Khenchela en utilisant le système de routes et chemins existant.

Le réseau routier couvre très peu le bassin versant et l'accès demeure très difficile car la géomorphologie du terrain est très accidentée. Pour arriver au site du barrage nous sommes obligé de prendre la RN 83 pour arriver à El Ouldja, ou bien prendre le chemin communal 17 en traversant la zone steppique, habitat rurale et périmètre de Mellagou, Oued Hella, Kheirane et Chebla en traversant Djebel Sofia pour arriver à El Ouldja.

3.3 Topographie et données topographique

Le site d'implantation du barrage se situe au Sud-Est à environs 80 Km de la ville siège de la Wilaya de Khenchela et à environ 3 Km au Nord de la commune de Ouldja. On

accède au site du barrage en empruntant une piste construite à l'origine pour les exploitants agricoles et forestiers. Cette piste traverse trois fois l'Oued El Arab cours d'eau sur lequel est implanté le barrage.

Le barrage se situe à environ 60 Km en aval du barrage de Babar situé au Nord dans la même Wilaya.
Les levés topographiques sont :

— Zone du levé 1/1000 Zone définie comme prioritaire qui couvre l'axe du barrage et les deux rives.

— Zone du levé 1/5000 Zone située à la partie amont de la cuvette.

— Zones des levés de bandes pour l'étude du risque au 1/5000 Les levés de bandes numérotées de 01 à 30 de la localité de Badès à Ouldja passant par Khenguet Sidi Nadji.

— Zones des carrières 1/1000 Levés des zones de carrières qui serviront à cerner les quantités des matériaux disponibles.

— Zone d'emprunts 1/5000 Levé de la zone d'emprunt d'argile qui servira à cerner les quantités des matériaux argileux de construction.

Rattachement des sondages de reconnaissances Dans toutes les zones levées, mis à part les bandes, des cheminements au GPS ont été réalisés pour rattacher tous les sondages et puits de reconnaissances réalisés dans le cadre de l'étude.

3.4 Géologie et géotechnique

3.4.1 Introduction

Dans ce chapitre sont résumées les conclusions et les recommandations de l'étude géologique qui a été élaborée au sein de l'étude pour la construction du barrage Ouldja, selon les données des travaux géologiques qui ont été réalisés pour le site du barrage, la zone de sa retenue et les sites des carrières ainsi que les résultats des sondages de reconnaissance qui ont été perforés au site du projet et dans la région de la carrière.

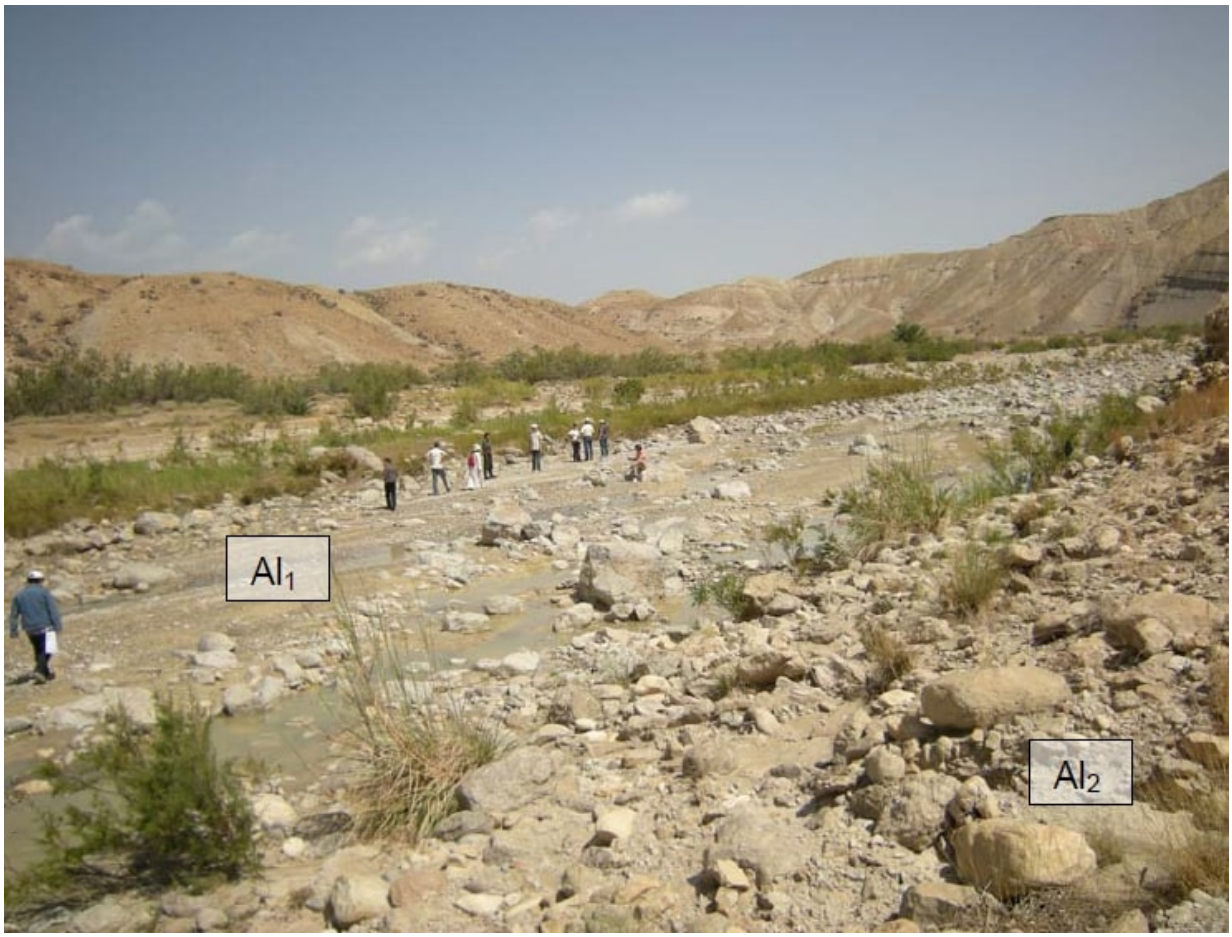


FIGURE 3.2 – Le lit de l'oued el arab

3.4.2 géologie

Structure géologique et tectonique

La géologie du site du projet et de la région de sa retenue est caractérisée d'une structure monoclinique et un accord stratigraphique des formations du socle géologique. Ces formations sont entrecoupées par les couches de surfaces, par les surfaces des diaclases et les ruptures et failles tectoniques. Spécialement, Les couches, qui sont bien formées dans les alternances des marnes limoneuses- gréseuses ont une direction de disposition sud est nord-ouest, une direction de pente sud-ouest et un angle de pente de 15 à 20^{o} ou rarement jusqu'à 25^{o}. Les diaclases, qui sont bien formées dans les marnes gréseuses - calcareuses, ont des directions de pente et des angles de pente variés. Ruptures tectoniques lesquelles -avec quelques exceptions- ne sont pas visibles en surface à cause du manteau superficiel qui couvre la région, il est estimé qu'elles possèdent des éléments géométriques identiques à ceux des surfaces de diaclases.

La carte géologique de la région du barrage est jointe dans les annexes.

Formations lithologiques

Les formations lithologiques qui construisent le socle géologique du site du projet et des versants de sa retenue, ont un âge crétacé-sénonien et sont constituées de marnes limoneuses, limoneuses-gréseuses et d'une composition gréseuse-calcareuse. Ces formations sont couvertes par les formations du manteau de sol. Ces formations sont constituées des dépôts -jeunes-récents et anciens de l'Oued el Arab, les talus d'éboulis- dégradations et les dépôts pléistocènes.

Conditions technicogéologiques au site du projet

En résumant et considérant les éléments qui composent les conditions morphologiques-géologiques et les conditions de stabilité qui prédominent dans la région du barrage Ouldja, on note : La morphologie de la région qui est caractérisé par des alternances douces, moyennes et fortes du relief, est le résultat d'un processus physique et long (érosion - transfert- dépôt) qui a lieu dans la région à partir de l'Oued el Arab ainsi que par une grande ravine - anonyme- et un grand nombre de petites ravines.

Le socle géologique de la région qui est construit de marnes de composition limoneuse, limoneuse-gréseuse et de composition gréseuse-calcareuse. Ces formations ont un âge crétacé - sénonien, structure monoclinale avec un plongement des couches vers le sud-ouest soit vers à l'aval et des surfaces de diaclase-ruptures avec une direction de pente variée et des angles d'inclinaisons variables.

Les formations du manteau superficiel qui couvrent -dans une très grande étendue- les formations du socle géologique, sont constituées de dépôts récents-jeunes et anciens de l'Oued el Arab, les talus- les altérations des formations anciennes ainsi que des dépôts pléistocènes. Les conditions d'étanchéité qui prévalent dans la région du barrage et au prolongement de ses versants, sont caractérisées défavorables à cause de la morphologie défavorable de la région, des caractéristiques défavorables des formations hydrolithologiques, de l'existence probable des ruptures/failles tectoniques avec une direction à partir de la retenue vers la région la plus basse en aval et le plongement des formations -avec une petite pente- à partir de la retenue vers l'aval. Pour affronter ce problème on propose l'imperméabilisation du socle géologique.

Les conditions de stabilité qui prévalent aux versants du barrage, sont caractérisées par des instabilités -de petite étendue et volume- qui sont repérées dans quelques parties des versants ainsi qu'une instabilité -relativement de grande étendue et volume- qui est repérée dans la partie la plus haute du versant gauche et à une petite distance à l'amont de la position du barrage .

Caractéristiques qualitatives et regroupement géologique des formations

Les formations lithologiques qui construisent la région du projet, ont une structure de sol, demi rocheuse et rocheuse et donc caractéristiques qualitatives variables et un comportement géologique varié. Ces formations se regroupent-en fonction de leurs caractéristiques qualitatives- dans trois (3) unités géologiques (III, II et I). Les critères qui ont été utilisés pour ce regroupement et pour la disposition des formations dans une des unités technicogéologiques ci-dessus ainsi que dans des sous-unités, sont :
l'origine, la composition minéralogique, la composition granulométrique et les caractéristiques qualitatives quant aux formations qui ont une structure de sol (unité IIIa, b, c, d) et le degré d'altération, de fracturation et en général l'état qualitatif quant aux formations qui ont une structure demi rocheuse (unité IIb, a) et structure rocheuse (unité Ib, a).

Concernant les caractéristiques qualitatives des formations qui sont intégrées dans une des unités technicogéologiques ci -dessus, on note que :

les formations de l'unité technicogéologique III :

Ont une structure de sol et des caractéristiques qualitatives très faibles. Dans cette unité sont intégrées les talus éboulis, les alluvions de l'Oued el Arab, les dépôts pléistocènes et les formations du socle géologique qui sont complètement à fortement altérées.



FIGURE 3.3 – carottes dans les formations de l'unité technicogéologique III

les formations de l'unité technicogéologique II :

Ont une structure demi-rocheuse et des caractéristiques qualitatives très faibles à moyens ou faible à moyens. Spécialement, les formations de l'unité IIb ont un indice GSI de 36 à 41, donc sont intégrées dans la catégorie III-D/C, tandis que, selon la méthode RQD ces formations sont intégrées dans la catégorie très faible à moyenne.
les formations de l'unité IIa ont un indice GSI de 42 à 46 donc, sont intégrées dans la catégorie III-C tandis que, selon la méthode RQD ces formations sont intégrées dans la catégorie faible à moyenne.
Conformément aux caractéristiques qualitatives ci-dessus, de ces formations et de leur comportement technicogéologique estimé, on considère que les formations de l'unité II sont

appropriées seulement pour la fondation de la recharge du barrage.



FIGURE 3.4 – carottes dans les formations de l'unité technicogéologique II

les formations de l'unité technicogéologique I :

Ont une structure rocheuse et des caractéristiques qualitatives moyennes à bonnes. Spécialement, les formations de l'unité Ib ont un indice GSI de 48 à 52 et donc sont intégrées dans la catégorie II-C tandis que, selon la méthode RQD ces formations sont intégrées dans la catégorie moyenne.

les formations de l'unité Ia ont un indice GSI de 58 à 64 et donc sont intégrées dans la catégorie II-B tandis que, selon la méthode RQD ces formations sont intégrées dans la catégorie bonne à -par intervalles- très bonnes.

Conformément aux caractéristiques qualitatives ci-dessus de ces formations et de leur comportement technicogéologique estimé, on considère que les formations de l'unité I sont appropriées pour la fondation de la plinthe du barrage ainsi que pour la fondation de l'évacuateur de crues.

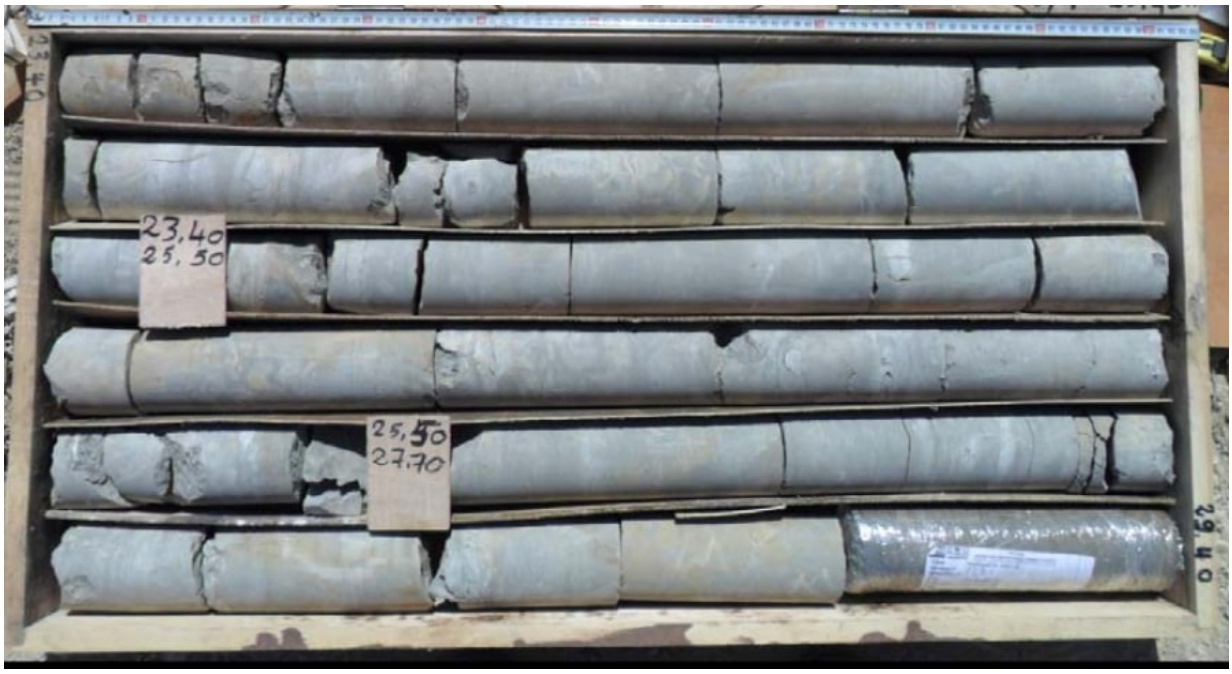


FIGURE 3.5 – carottes dans les formations de l'unité technicogéologique I

Les formations

Les formations de l'unité technicogéologique III, arrivent jusqu' à la profondeur de 29,00 m, dans l'axe du barrage, jusqu' à la profondeur de 6,50 m du versant droit et jusqu' à la profondeur de 4,20 du versant gauche.

Les formations de l'unité technicogéologique II, qui se sont rencontrées sous les formations de l'unité III, arrivent jusqu'à la profondeur de 26,10 m dans l'axe du barrage, jusqu'à la profondeur 45,00 m dans le versant gauche, jusqu'à la profondeur 13.00 m dans le versant droit . Dans les formations de l'unité II, qui ont une structure demi-rocheuse et des caractéristiques qualitatives pauvres à moyens, on s'attend des problèmes de stabilité intenses et donc nécessite à l'installation de fortes mesures temporaires de soutien .

Les formations de l'unité technicogéologique I, se sont rencontrées sous les formations de l'unité II et sous les profondeurs qui sont mentionnés ci-dessus. Aux formations de l'unité Ia et Ib, qui ont une structure rocheuse et de bons -en général- caractéristiques qualitatives on ne s'attend pas des problèmes de stabilité importants et donc il est nécessaire d'installer de mesures légères de soutien temporaire .

Caractéristiques hydrolithologiques des formations

Le facteur principal qui affecte -positivement et négativement- et identifie les caractéristiques hydrolithologiques et le comportement hydrogéologique des formations lithologiques qui construisent le site du barrage et la région de sa retenue est la taille de leur porosité secondaire, comme mentionné ci-dessous :

La porosité secondaire des formations lithologiques est grande : Aux segments supérieures de formations, indépendamment de leur type lithologique puisque les formations dans ces segments sont habituellement fortement altérées, oxydées et fracturées avec des fissures fortement ouvertes et traces de circulation de l'eau dans la formation de la marne gréseuse-calcareuse indépendamment de la profondeur, puisque ces formations ont -habituellement- des fissures fortement ouvertes à cause de leur structure et leur composition minéralogique.

la porosité secondaire des formations lithologiques est moyenne : Dans la formation de la marne limoneuse-gréseuse, dans le cas où cette formation se trouve dans les zones le plus profondes de la région

la porosité secondaire des formations lithologiques est petite : Dans la formation de la marne limoneuse dans le cas où cette formation se trouve dans les zones les plus profondes de la région. Conformément aux éléments précédents, les formations lithologiques qui construisent la zone du barrage et de sa retenue ont une perméabilité élevée, moyenne ou faible et une profondeur correspondante de la nappe souterraine, respectivement à la grandeur de leur porosité secondaire spécialement.

3.5 Géotechnique

Tous les travaux des reconnaissances géotechniques et essais de laboratoire ont été réalisés par la société GEOLAB (GEOMAG) d'Alger.

Les travaux de la reconnaissance géotechnique en région du barrage et le prolongement de ses versants ainsi que dans la région de l'évacuateur des crues et des tunnels de dérivation provisoire, ont inclus la réalisation de vingt-six (26) sondages de reconnaissance nommés ODS-1 ÷ ODS- 26 avec échantillonnage, les essais de perméabilité du type Lugeon et la mesure du niveau de la nappe phréatique dans les sondages pendant leur réalisation,

ainsi que, postérieurement, dans les piézomètres placés. En plus, quatre (4) sondages destructifs pressiométriques, nommés ODS-13PR, ODS-14PR, ODS-16PR et ODS-17PR, ont été perforés près des sondages respectifs ODS-13, ODS-14, ODS-16 et ODS- 17 .

SONDAGES ET PUITS AUX ZONES D'EMPRUNT DES MATÉRIAUX ET A LA RÉGION DE LA CARRIÈRE

Des travaux de reconnaissance géotechnique des matériaux pour le barrage ont été aussi réalisés aux régions qui se réfèrent à la retenue en amont du barrage ainsi que sur l'emprise du barrage et la zone en aval du barrage tout le long de l'Oued El Arab. Une zone d'emprunt argileux a aussi été examinée, comme indiqué à l'E.F. Il s'agit des travaux aux terrasses de l' Oued El Arab et son confluent Oued Tamarsit pour examiner principalement les zones d'emprunt des matériaux granulaires, à la zone de la carrière des matériaux rocheux et à la zone indiquée par l' E.F. d'emprunts argileux, située à 5Kms environ en aval de I^{l} axe. Les travaux ont inclus la réalisation de dix-sept (17) sondages de reconnaissance, avec carottage en continue et mesure du niveau de la nappe phréatique pendant leur exécution. Les treize (13) sondages pour les matériaux de sol, sont nommés $BH-1 \div BH-13$, tandis que les quatre (4) sondages de carrière, sont nommés CR-1 $\div$ CR-4. Les travaux en place ont aussi inclus l'ouverture des 72 puits sur les terrasses de l'Oued El Arab nommés TP21-TP105, d'une profondeur de 1.50 m à 5.30 m. De plus, dix-huit (18) puits ont été réalisés dans la zone d'emprunt d'argiles nommés TP01 $\div$ TP20 d'une profondeur variable entre arrachement superficiel (0.50 m) à 5.50 m.

3.5.1 Essais in-situ

Les essais réalisés in situ étaient des essais préssiométriques et des essais de perméabilité Lugeon.

Essais de perméabilité Lugeon

Les essais de perméabilité Lugeon, également appelés essais de Lugeon, sont des tests couramment utilisés pour évaluer la perméabilité des formations rocheuses, en particulier dans le contexte de projets de génie civil, de tunnels ou de barrages. Ces tests sont nommés d'après le géologue français Joseph Lugeon.

Les essais de perméabilité type Lugeon ont été réalisés selon la norme NF P 94-131 à certaines sections des sondages ODS-1, ODS-2, ODS-3, ODS-4, ODS-5, ODS-6, ODS-7, ODS-8, ODS-9, ODS-10, ODS-16, ODS-19, ODS-20, ODS-21, ODS-23, ODS-24, ODS-25 et ODS-26.

Le niveau de la nappe souterraine, selon les indices des piézomètres, se trouve dans des profondeurs grandes à très grandes (de 44,00 à 84,00 m) aux zones médianes et plus hautes des versants.

Les valeurs de perméabilité et la profondeur de la nappe souterraine, comme mentionné ci-dessous :

— Dans l'unité hydrolithologique III, sont intégrées les formations qui satisfont à une ou plusieurs des conditions suivantes : perméabilité 5 à 10 Lugeon, profondeur de la nappe souterraine de 10,00 à 20,00m, oxydation moyenne, fracturation moyenne et fissures moyennement ouvertes.

— Dans l'unité hydrolithologique II, sont intégrées les formations qui satisfont à une ou plusieurs des conditions suivantes : perméabilité 2 à 5 Lugeon, profondeur de la nappe souterraine de 5,00 à 10,00m, oxydation légère, fracturation légère et fissures légèrement ouvertes.

— Dans l'unité hydrolithologique I, sont intégrées les formations qui satisfont à une ou plusieurs des conditions suivantes : perméabilité1 Lugeon, profondeur de la nappe souterraine <5.00m, sans oxydation et fissures fermées.

Les résultats des essais de perméabilité sont présenter dans le tableau suivant

Essais pressiométriques

Les essais pressiométriques, également appelés essais pressiomètres, sont des essais géotechniques utilisés pour déterminer les propriétés mécaniques des sols, en particulier leur compressibilité et leur résistance à la déformation. Ces essais sont particulièrement utiles dans la conception de fondations, de pieux et d'autres structures souterraines.

Les essais pressiométriques ont été réalisés et évalués selon la norme NF P 94-110-1.

La détermination de l'angle de frottement est réalisée selon Muller, 1976. La valeur minimale considérée est '= 38o.

Sondage	Profondeur [**m**]	$E_{\mathbf{M}}$[**kPa**]	$\mathbf{p}_1 *$ [**MPa**]	$\mathbf{E_M/p_1*}$	$\boldsymbol{\varphi}'$ (°)	**a**	$\mathbf{E_s}$(**kPa**)
ODS-17PR	$3,70 - 4,50$	51800	$\geq 3,00$	17	38	$1/3 \div 1/2$	$103600 \div 155400$
ODS-17PR	$6,40 - 7,20$	83940	$= 4,00$	21	40	$1/3 \div 1/2$	$167880 \div 251820$

Essais de laboratoire

Les essais du laboratoire étaient des essais réalises aux échantillons du socle géologique (Formations IIa, IIb, Ia, Ib) et aux matériaux des zones d'emprunts :

Alluvions gravelo-sableux «non-propres» avec matrice limono-argileuse avec pourcentages de fines ($< 0,08$ mm)15% $<$ p $<$ 50%. Alluvions grossiers « propres » avec pourcentage de| fines ($< 0,08$ mm)15%.

Il y a deux types de cas alluvions propres, des alluvions avec pourcentage des blocs de diamètre au dessus de 10 cm supérieur à 50% (gross blocs), ou des alluvions avec pourcentage des blocs de diamètre de 10 cm inférieur à 50% (sable, graviers, graves).

Le fuseau des matériaux rencontrés de se type est donné au graphe ci-dessous.

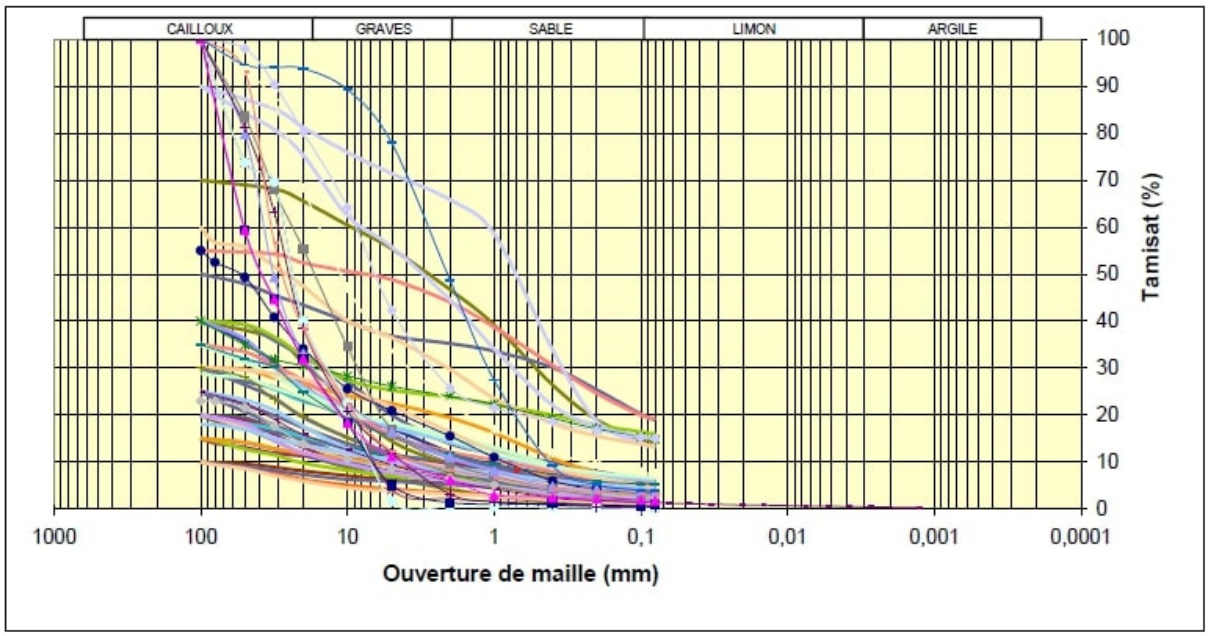


FIGURE 3.6 – Zones d'emprunts alluvionnaires – Alluvions grossiers "propres" - Fuseau des courbes granulométriques

Le pourcentage moyen des graviers est 5.0%, celui du sable est 25% et celui de la fraction fine est 70%. La teneur en eau moyenne est 5.9%.

Zone des matériaux fins aux terrasses alluvionnaires

Le pourcentage moyen des graviers est 5.0%, celui du sable est 25% et celui de la fraction fine est 70%. La teneur en eau moyenne est 5.9%.

Les sols fins des ces sous-zones alluvionnaires est due au fait qu'il s'agit des li-

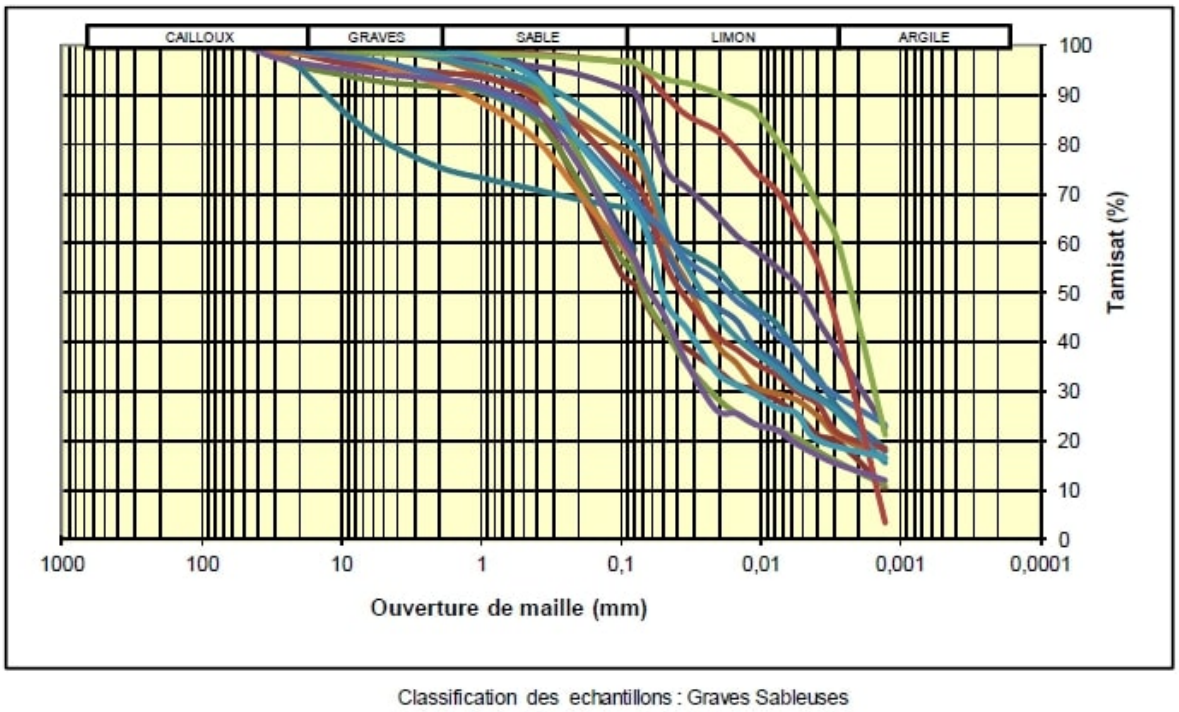


FIGURE 3.7 – Zone des matériaux fins aux terrasses alluvionnaires

mons argileux argiles limoneuses avec sable qui sont de la même origine géologique (en provenance des marnes), tels qu'examinés dans la zone d'emprunts argileux, avec plusieurs essais réalisés au laboratoire pour cette zone. La granulométrie identique entre les deux zones d'emprunts justifie la non nécessité de réalisation des essais supplémentaires des limites d'Atterberg.

De même, l'abaque Casagrande de cette formation dans la zone d'emprunt argileux (TP1 à TP20, BH1 à BH4) avec tous les points examinés au laboratoire est présenté en graphe suivant :

Concernant les essais de laboratoire de cette zone d'emprunt argileux, les remarques suivantes sont présentées :

-La valeur moyenne W_{opt} des essais Proctor est élevée par rapport à la teneur en eau naturelle (écart jusqu'a 15%) ce qui indique que le compactage est possible seulement après arrosage(s) et traitement spécial.

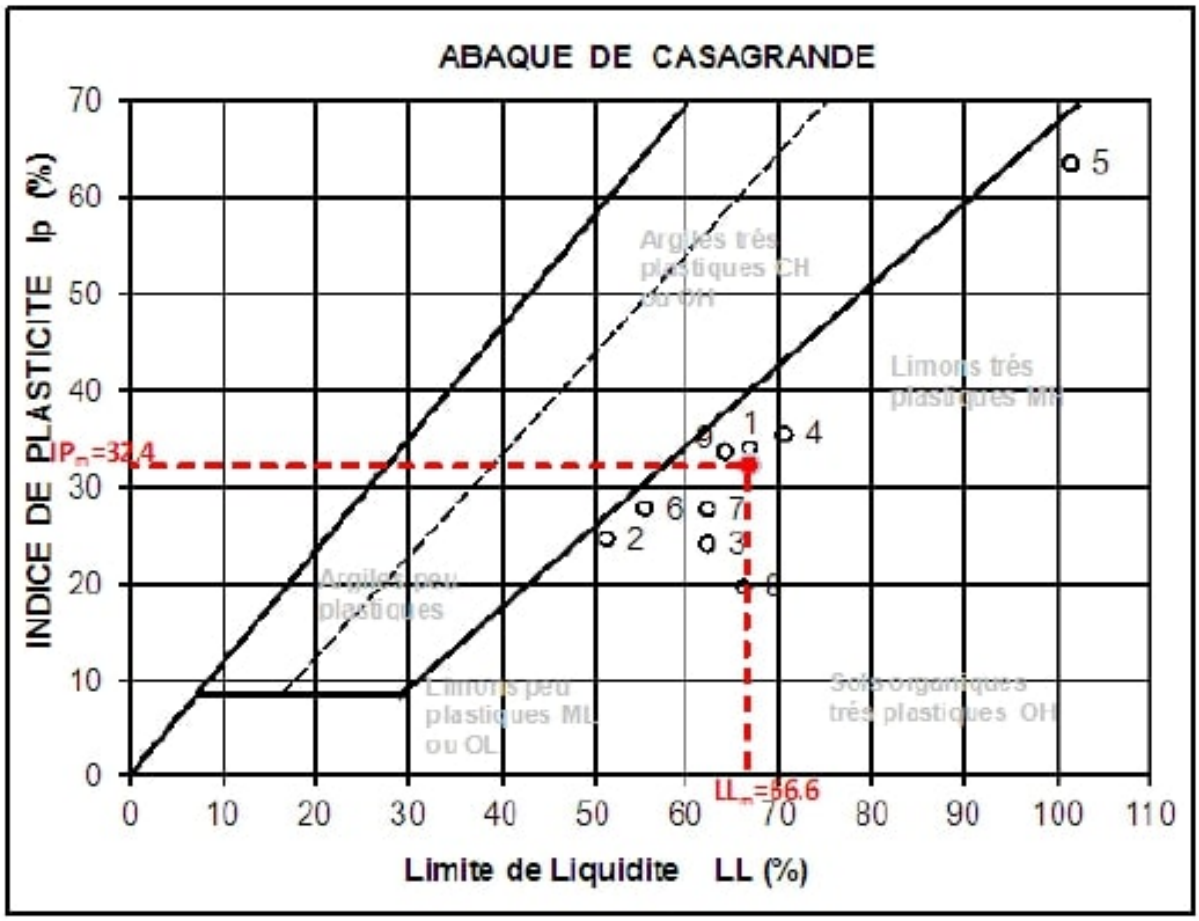


FIGURE 3.8 – Zone d'emprunts argileux : Abaque récapitulative de Casagrande

-Pour les matières organiques, la valeur moyenne de $0,39\%$ (de $0,14\%$ à $0,71\%$) indique I'absence pratique des matières organiques dans cette formation.

-Les valeurs déterminées pour la formation 3 sont évaluées comme >XA-3 (très agressif) et des mesures spéciales pour le béton doivent être prises.

-La teneur en chlorures a un intérêt. Il faut cependant noter concernant I'eau de gâchage du béton.

Essais de classification, tels que la granulométrie, la sédimentométrie et la limite d'Atterberg, pour évaluer la composition granulaire .

Essais de densité, y compris la détermination de la teneur en eau et du poids spécifique, pour évaluer la compacité des matériaux.

Essais équivalents de sable .

Analyses chimiques pour déterminer la composition chimique des matériaux.

Essais de résistance mécanique, tels que la résistance à la compression uniaxiale et la résistance à la traction (essai brésilien), pour évaluer la résistance des matériaux.

3.5.2 sismicité

il est crucial de prendre en compte les paramètres sismiques pour garantir la stabilité en cas de séisme à cet effet la stabilité de notre ouvrage a été vérifié vis à vis des conditions de résistance prescrite par le règlement para-sismique algériennes (RPA99/2003) , les valeurs du coefficient d'accélération de la zone est tiré à partir du tableau suivant :

TABLE 3.1 – Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA (version 2003).

Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
IB	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Selon la classification du règlement para-sismique algérienne (RPA) notre ouvrage se trouve dans la zone I (faible sismicité) avec un groupe 1B qui nous donne une valeur de coefficient d'accélération horizontale égale à 0.12 et pour le coefficient d'acceleration verticale est égale à 0.3 fois le coefficient d'accélération horizontale donc une valeur de 0.036.

Selon le RPA 99 version 2003 le coefficient d'acceleration de notre zone est de 0.12.

Coefficient d'accélération sismique horizontal : 0.12

Coefficient d'accélération sismique vertical : 0.036

la figure ci-dessous montre la carte sismique de l'algerie

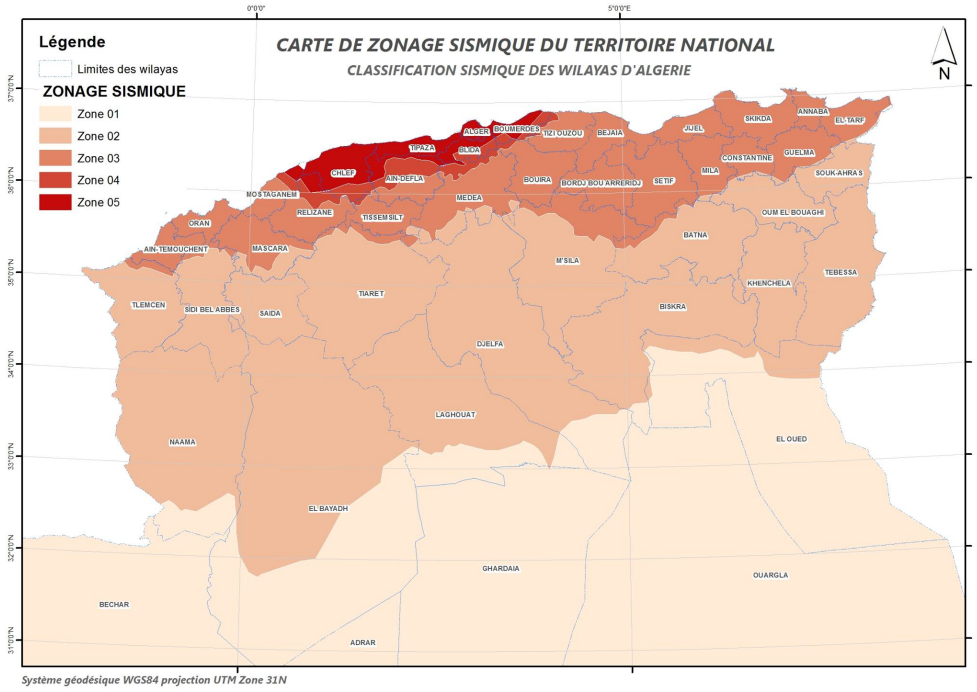


FIGURE 3.9 – la carte sismique de l'algerie selon RPA 99 version 2003

3.6 Climatologie

3.6.1 Introduction

L'hétérogénéité du relief de la wilaya de Khenchela implique une extrême diversité des aspects climatiques. En général, le climat est de type continental au Nord et presque saharien au Sud. Les hivers, sont très rigoureux et les étés chauds et secs.

Les vents dominants sont ceux d'Ouest et du Nord-Ouest. Ces derniers amènent l'humidité de l'atlantique du Nord (en hiver). Outre ces vents fréquents en hiver il y a aussi les vents du Nord qui sont souvent secs et froids. En été le fait marquant en Algérie est le sirocco, vent chaud et sec parfois chargé de sable (vents de sable), en provenance du Sahara .
les maxima absolus de températures (plus de 45°C) sont dus à ce phénomène particulier. On dénombre une vingtaine de jours de sirocco en Algérie du Nord (27 à Bejaia).
Il neige et il gèle tous les hivers en montagne et sur les plateaux. A Khenchela, le nombre moyen des jours où il neige est 12,4 par an. Le paramètres climatiques pour le bassin

versant étudié ont été relevés à partir de les stations climatiques de Biskra, Tébessa et Batna, dont les données sont fournies par les organismes compétents de la FAO, NOOA et WMO.

3.6.2 La température

Les températures moyennes mensuelles à Tébessa et à Batna, provenant des différentes sources, sont présentées aux tableaux ci-dessous :

TABLE 3.2 – Moyennes, minimales et maximales mensuelles des températures (°C) à Tebessa

Source :	FAO			NOOA	(1970-1990)	
Mois	Moy.	Min.	Max.	Moy.	Min.	Max.
Janvier	6,0	1,8	10,2	6,4	1,1	11,7
Février	7,5	2,6	12,2	7,7	1,9	13,5
Mars	10,3	4,6	16,0	9,5	3,4	15,7
Avril	14,0	7,2	20,7	12,6	5,9	19,2
Mai	18,2	11,3	25,1	17,4	10,0	24,6
Juin	23,5	15,8	31,0	22,5	14,2	30,7
Juillet	26,7	18,7	34,7	25,4	16,5	34,2
Août	26,2	18,3	34,0	24,9	16,4	33,3
Septembre	22,6	16,0	29,1	21,2	13,7	28,6
Octobre	16,5	11,2	21,7	16,1	9,5	22,6
Novembre	11,3	6,6	16,0	10,7	4,8	16,5
Décembre	7,2	3,0	11,5	7,5	2,0	12,9
Année	15,8	9,8	21,9	15,2	8,3	22,0

TABLE 3.3 – Moyennes, minimales et maximales mensuelles des températures (°C) à Batna

Source :	NOOA (1971-1990)		
Mois	Moy.	Min.	Max.
Janvier	5,3	0,7	9,8
Février	6,3	1,4	11,2
Mars	8,2	2,7	13,7
Avril	11,6	5,4	17,7
Mai	16,0	9,2	22,8
Juin	21,7	14,2	29,1
Juillet	24,9	16,8	33,0
Août	24,3	16,7	31,9
Septembre	20,1	13,3	26,8
Octobre	14,5	8,6	20,3

Novembre	9,1	3,9	14,2
Décembre	6,2	1,7	10,8
Annuelle		7.9	20.1

3.6.3 La pression de vapeur

Le tableau suivant donne la pression de vapeur, en millibars. A Tébessa comme à Biskra la tension de vapeur dans l'air varie de 6 à 8 millibars de décembre à avril, jusqu'à 13 ou 14 millibars en été. L'hygrométrie peut descendre au-dessous de 15% les jours de sirocco et atteindre 100% les rares jours de brouillard.

Table 3.4: Pression de vapeur (millibars)

MOIS	JAN	FEB	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC	AN
Biskra	6,5	6,5	7,5	7,5	10,2	12,5	12,7	12,7	14	11	9	6,8	9,7
Tébessa	6,3	6,6	7,5	8	10,6	12,5	13,6	14,2	13,2	11	8,9	7,1	10,0

3.6.4 L'insolation

L'insolation moyenne annuelle est de 77% de la durée astronomique à Biskra, selon le tableau3.4

3.6.5 Radiation solaire

L'énergie moyenne de la radiation solaire reçue par jour est de 435 calories par centimètre carré (soit une puissance de 210 watts par mètre carré). Les valeurs de Tébessa sont un peu plus faibles : insolation moyenne de 68% et radiation solaire de 403 calories.

Table 3.5 – Radiation solaire

MOIS	**JAN**	**FEB**	**MAR**	**AVR**	**MAI**	**JUI**	**JUIL**	**AOUT**	**SEP**	**OCT**	**NOV**	**DEC**	**AN**
Biskra	245	332	428	518	576	594	617	565	490	364	265	226	435
Tébessa	229	293	383	463	515	576	595	540	446	329	252	212	403

3.6.6 Le vent

Les vents dominants sont de secteur nord (de NE à NO). Leur vitesse moyenne mensuelle à deux mètres du sol est 1,8 m/s à Tébessa et 0,6 m/s à Biskra, sans grande variation d'un mois sur l'autre. Biskra est protégé du nord par le massif des Aurès.

Table 3.6 – Vitesse du vent (m/sec)

MOIS	**JAN**	**FEB**	**MAR**	**AVR**	**MAI**	**JUI**	**JUIL**	**AOUT**	**SEP**	**OCT**	**NOV**	**DEC**	**AN**
Biskra	0,6	0,6	0,7	0,7	0,6	0,6	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7	0,7	0,6
Tébessa	1,7	2,2	1,8	1,8	1,8	1,7	1,8	1,5	1,6	1,7	1,7	2,0	1,8

3.6.7 L'évaportanspiration

L'évapotranspiration potentielle au site du barrage d'El Ouldja est estimée à partir de la carte : «Carte des évapotranspirations potentielles moyennes annuelles sur l'Algérie du Nord, échelle 1/500.000» éditée par l'ANRH, en date de 2002.

Le passage de l'évapotranspiration potentielle (ETP) à l'évaporation libre d'une surface d'eau, se fait en utilisant des coefficients de conversion. Ces coefficients ont été calculés à partir des données mensuelles de l'ETP et de mesures d'évaporation sur le plan d'eau du barrage de Babar.

TABLE 3.7 – Evapotranspiration mensuelle pour le B.V. d'El Ouldja, en (mm)

		SEP	**OCT**	**NOV**	**DEC**	**JAN**	**FEB**	**MAR**	**AVR**	**MAI**	**JUI**	**JUIL**	**AOUT**
	ETP (mm)	162,2	99,5	51,1	32,1	34,1	56,6	100,9	145,8	189,5	224,8	249,9	219,3
	ET (mm)	94,1	78,6	53,7	31,7	28,3	36,2	57,5	72,9	119,4	146,1	187,5	157,9

3.6.8 Les précipitations

Dans la zone d'étude on dispose des plusieurs postes pluviométriques avec un nombre d'années d'enregistrements assez long, c'est-a dire une période de 41 années, pour la période hydrologique 09/1969 jusqu'à 08/2010.

TABLE 3.8 – Pluie Moyenne Annuelle du bassin versant d'El Ouldja

Pluie Moyenne Annuelle	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
B.V. Ouldja (1282.01 km2)	38,9	27,8	28,0	28,5	26,9	24,0	34,3	31,2	33,8	20,9	13,4	18,4	326,0
B.V. Babar (565,5 km2)	35,3	30,0	27,6	20,7	20,4	21,0	30,7	30,3	32,4	17,3	9,5	12,4	287,5

CHAPITRE

4

ÉTUDE HYDROLOGIQUE

4.1 I. Introduction

L'hydrologie est la branche de la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature, sa distribution et ses mouvements à travers différentes composantes du système hydrologique, tels que les précipitations, l'évaporation, l'infiltration, le ruissellement, les cours d'eau, les lacs, les nappes souterraines et les glaciers. Elle vise à comprendre les processus hydrologiques et à quantifier les caractéristiques et les variations de la ressource en eau, ainsi que leur interaction avec l'environnement naturel et les activités humaines.

L'hydrologie est multidisciplinaire, faisant appel à des concepts et des outils issus de la météorologie, de la géologie, de la physique, de la chimie et de la biologie. Elle utilise des techniques de mesure, de modélisation et d'analyse des données pour étudier le comportement de l'eau dans les bassins versants, les régions côtières et les systèmes aquifères.

Les objectifs de l'hydrologie sont multiples. Elle permet de comprendre la disponibilité et la distribution spatiale de l'eau, d'évaluer les ressources en eau renouvelables, de prédire les crues et les sécheresses, de gérer les ressources en eau de manière durable, d'évaluer les impacts des activités humaines sur les écosystèmes aquatiques, d'établir des plans de gestion des ressources en eau, de concevoir et de gérer les infrastructures hydrauliques telles que les barrages et les systèmes d'approvisionnement en eau, et de prendre des décisions éclairées en matière de gestion des ressources en eau.

En résumé, l'hydrologie est une discipline scientifique qui étudie les processus, les propriétés et les mouvements de l'eau dans le système hydrologique, et qui fournit des connaissances essentielles pour la gestion durable de cette ressource précieuse.

4.2 Etude géomorphologique

4.2.1 Caractéristiques morphologiques

Les caractéristiques morphologiques d'une région, en particulier d'un bassin versant, qui est une unité essentielle dans l'étude de l'hydrologie, jouent un rôle crucial dans la façon dont le régime hydrologique se comporte. En effet, même si deux bassins voisins partagent les mêmes conditions climatiques et géologiques, leurs caractéristiques morphologiques distinctes entraînent des réactions différentes en termes de régime d'écoulement.

Surface et périmètre

L'aire est la portion du plan délimitée par la ligne de crête, ou contour du bassin. Sa mesure est faite soit à l'aide d'un planimètre, soit par la méthode des petits carrés, et est généralement exprimée en km2. Tandis que le périmètre est la longueur, généralement exprimée en km, de la ligne de contour du bassin ; sa mesure est faite à l'aide d'un curvimètre. Pour certaines applications on trace le périmètre stylisé du bassin en lissant son contour. Le bassin d'El Ouldja s'étend sur une superficie de 1282.01 Km^2 délimitée par une ligne de partage des eaux représentant son périmètre qui est évalué à 204.34 Km. (déterminer en utilisant le logiciel ArcGIS).

S= 1282.01 Km^2

P= 204.34 Km

La longueur du thalweg principal

La longueur du thalweg principal à pour valeur :

Lcp= 113.6 Km

Indice de compacité de Gravélius

$$K_c = 0.28\frac{P}{\sqrt{S}} \tag{4.1}$$

Avec :

K_c : indice de compacité de gravelius ;

P : Périmètre du BV (Km) ;

S : Surface du BV (Km^2) ;

si $K_c = 1$ => basin parfaitement circularisé

si $K_c = 1.128$ => bassin ramassé

si $K_c > 1.128 =>$ bassin allongé

$$K_c = 15.98 \tag{4.2}$$

Rectangle équivalent

Le rectangle équivalent est un rectangle dont l'aire est égale à celle du bassin versant étudié, et dont le périmètre est égal à celui du bassin versant. C'est une approximation de la forme réelle du bassin versant.
La Longueur :

$$L = \frac{K_c\sqrt{S}}{1.128}\left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c}\right)^2}\right] \tag{4.3}$$

La largeur :

$$l = \frac{K_c\sqrt{S}}{1.128}\left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c}\right)^2}\right] \tag{4.4}$$

on trouve :

$L = 121.25Km$

$l = 10.06Km$

Coefficient d'allongement

Le coefficient d'allongement est une mesure de la forme d'un bassin versant qui évalue le degré d'allongement du bassin. Il est défini comme le rapport entre la longueur et la largeur du rectangle équivalent. Un coefficient d'allongement élevé indique un bassin versant plus allongé, tandis qu'un coefficient faible indique un bassin versant plus rond et compact.

$$K_p = \frac{L_{cp}}{S} \tag{4.5}$$

ou :

K_p ; Coefficient d'allongement.

L_{cp} : Longueur du thalweg principal.

nous aurons donc :

$$K_p = 10.06 \tag{4.6}$$

Récapitulatif

Le tableau ci-dessous résume les caractéristiques géométriques du bassin versant.

TABLE 4.1 – caractéristiques du bassin versant

désignation	symbole	unitées	valeur
superficie	S	Km2	1282.1
périmetre	P	k m	204.34
Indice de compacité de Gravelius	KC	/	1.597
Longueur du thalweg principal	Lp	k m	113.6
Coefficient d'allongement	Ca	/	10.06
Indice de compacité de Horton	Kh	/	0.099
Réctangle équivalent	L	Km	121.25
	l	Km	10.06

4.2.2 Etude du relief

Courbe hypsométrique

La répartition des surfaces élémentaires et leurs cumule en fonction des altitudes ont été obtenues avec logiciel ArcGIS.

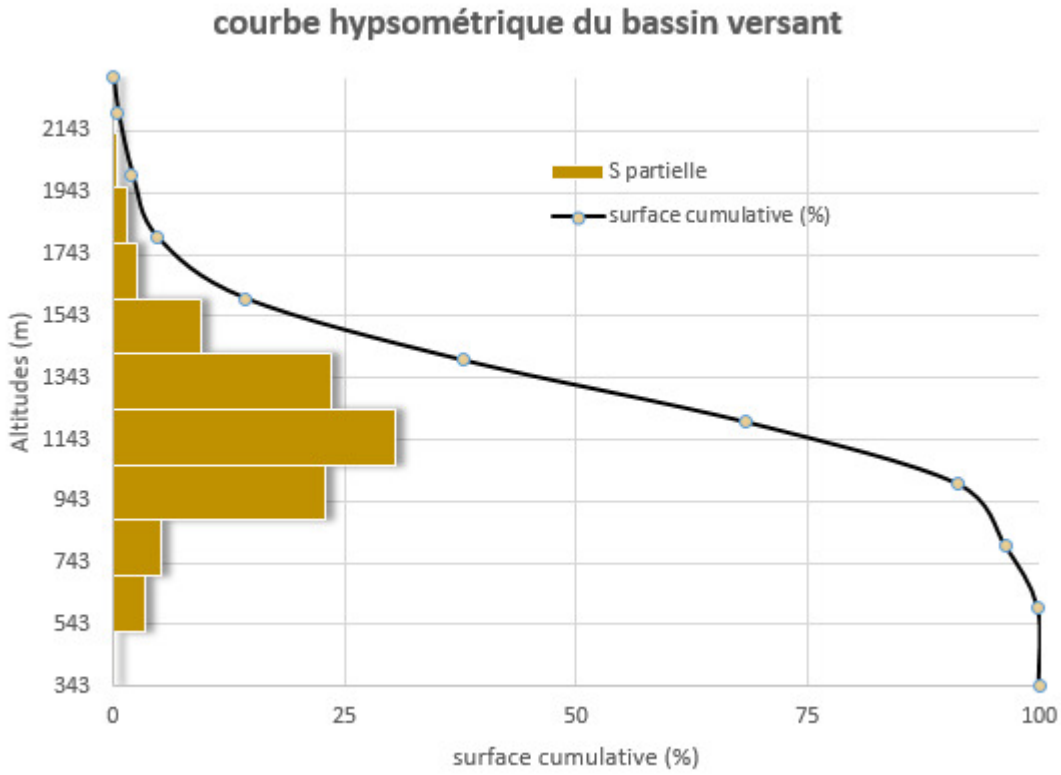


FIGURE 4.1 – Courbe hypsométrique du bassin versant

Carte hypsométrique

la carte hypsométrique extraite a partir d'ArcGis

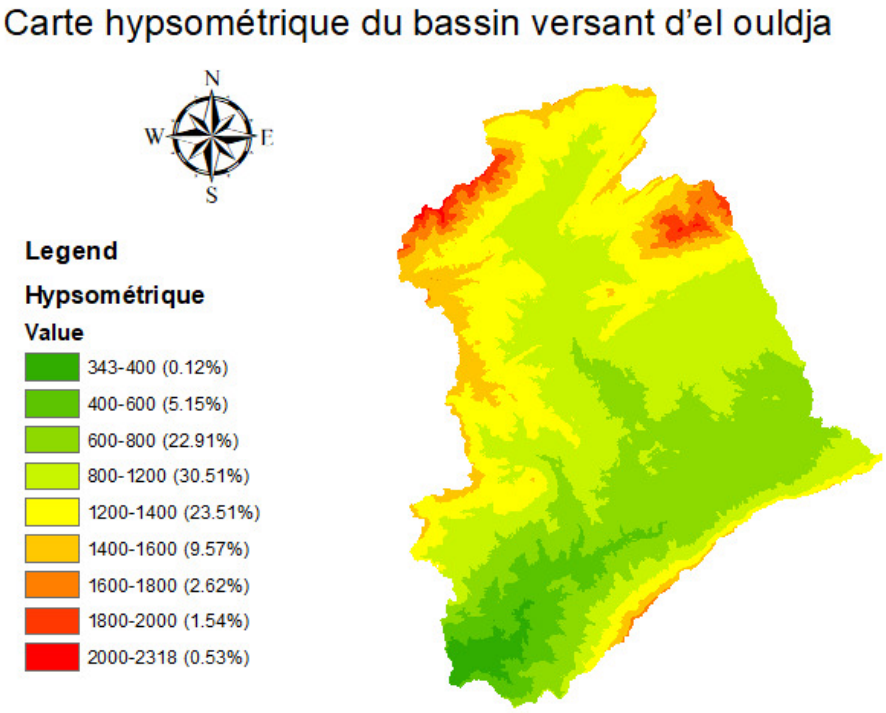


FIGURE 4.2 – Carte hypsométrique du bassin versant d'el ouldja obtenue à partir d'Arc Gis

Altitudes (m)	S partielle (km2)	inter alt (m)	S partielle(%)	S cumule(%)
343 – 400	1.53	57		0.12
400 – 600	45.05	200	3.51	3.63
600 – 800	66.39	200	5.18	8.81
800 – 1000	29.37	200	22.91	31.72
1000 – 1200	391.26	200	30.51	62.23
1200 – 1400	301.26	200	23.51	85.74
1400 – 1600	122.68	200	9.57	95.31
1600 – 1800	33.59	200	2.62	97.93
1800 – 2000	19.74	200	1.54	99.47
2000 – 2200	6.35	200	0.5	99.97
2200 – 2318	0.33	118	0.03	100

L'altitude maximale et minimale (Hmax – Hmin)

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 et la précipitation.

Hmax= 2318 m

Hmin= 343 m

L'altitude moyenne (Hmoy)

$$H_{moy} = \sum_{i=1}^{n} \frac{S_i H_i}{S} \tag{4.7}$$

D'ou on trouve : $H_{moy} = 944.4m$

L'altitude médiane « H5%»

C'est la projection du point qui correspond à 5% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique

L'altitude médiane « H50% »

C'est la projection du point qui correspond à 50% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.

L'altitude médiane « H95% »

C'est la projection du point qui correspond à 95% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.

TABLE 4.2 – Altitudes caractéristiques

Altitudes (m)	valeur
H_{moy}	944.4
H_{med}	1092
$H_{5\%}$	1534
$H_{95\%}$	710
H_{max}	2318
H_{min}	343

Indice de pente

L'objet de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin et de permettre des comparaisons et des classifications. On les utilise aussi dans l'estimation des vitesses d'écoulements superficiels.

Indice de pente de Roche (Ip)

L'indice de pente de roche du bassin versant mesure l'inclinaison des surfaces rocheuses dans la région étudiée. Il est utilisé pour évaluer l'écoulement des eaux, l'érosion des sols et les risques géologiques.

c'est calculé par la formule :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^{n} \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} \tag{4.8}$$

Avec :

L : Longueur de rectangle équivalent (m)

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

on trouve donc :

$$I_p = 17.5m/km = 1.75\%$$

Indice de pente moyenne

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \tag{4.9}$$

$$I_{pm} = 1.69\%$$

Indice de pente globale (Ig)

c'est déterminer d'après la formule :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \tag{4.10}$$

Où :

L : Longueur du rectangle équivalent.

$$I_g = 6.79 \text{ m/km} = 0.679\%$$

Dénivelé spécifique

La dénivelée spécifique «Ds» permet d'utiliser la classification de l'O.R.S.T.O.M. qui permet définir les différents types de relief des bassins versants quelque soient leurs superficies.
Elle est donnée par la formule :

$$D_s = I_g\sqrt{S} \tag{4.11}$$

ce qui nous donne :

$$D_s = 243.11$$

Récapitulatif

4.2.3 Etude réseau hydrographique

Pour décrire un réseau hydrographique, il est essentiel de déterminer plusieurs paramètres. Le fleuve principal d'un cours d'eau est alimenté par les affluents les plus importants, qui à leur tour sont alimentés par des affluents de second ordre, et ainsi de suite, jusqu'aux ruisselets et petits cours d'eau qui constituent la source du réseau hydrographique des bassins versants.

TABLE 4.3 – résume de l'étude de relief

Paramètres	Symboles	Unités	Valeurs
Pente du bassin versant	IBV	m/Km	17.39
Pente moyenne du bassin versant	Im	m/Km	42.18
Indice de pente de Roche	Ip	%	1.75
Indice de pente moyenne	Ipm	m/Km	16.29
Indice de pente globale	Ig	m/Km	6.79
Dénivelée spécifique	Ds	m	243.11
Relief	/	/	Relief assez fort

Caractéristiques réseau hydrographique

Le cours d'eau principal d'un fleuve est alimenté par des affluents les plus importants qui sont eux même alimenté par des affluents de second ordre ainsi de suite jusqu'aux ruisselets et petit cours d'eau de tête du bassin forment le chevelu hydrographique des bassins versants. La description d'un réseau hydrographique nécessite la détermination de plusieurs paramètres.

Hiérarchisation du réseau

La ramification d'un cours d'eau est établie en affectant un système de numérotation à chaque tronçon du cours d'eau en fonction de son importance. Selon la classification de Schumm Strahler (1957).

Paramètres hydrographiques

Densité de drainage (Dd)

La densité de drainage est définie comme le rapport entre la longueur totale de tous les cours d'eau et la superficie du bassin versant. Elle reflète la dynamique du bassin, une valeur élevée de cette dernière renseignerait sur un réseau hydrographique relativement dense et ayant une réponse rapide à un quelconque événement pluvieux. Elle est exprimée en Km/Km^2 Elle est donnée par la relation suivante :

$$I_p = \frac{\sum_{i=1}^{n} Li}{S} \tag{4.12}$$

Dd : représente la Densité de drainage en Km/Km^2.

$\sum_{i=1}^{n} l_i$: désigne la somme des longueurs de tous les thalwegs du bassin en Km.

n : représente l'ordre le plus élevé dans la classification.

S : est la Superficie du bassin en Km^2.

on trouve :

$$D_d = 1.01 \text{ Km/Km}^2$$

La densité de drainage représente deux formes différentes de drainage.
Densité de drainage permanente (D_{dp}) : représente les talwegs qui coulent en permanence :

$$D_{dp} = \frac{\sum_{i=1}^{n} l_{ip}}{A} \tag{4.13}$$

Densité de drainage temporaire (Ddt) représente les talwegs qui coulent temporairement :

$$D_{dt} = \frac{\sum_{i=1}^{n} l_{it}}{A} \tag{4.14}$$

Pente moyenne du cours d'eau principale

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

$$I_c = \frac{\Delta h}{\Delta l} \tag{4.15}$$

donc on trouve : $I_c = 7,65\%$

Temps de concentration

Le temps de concentration est un concept clé en hydrologie qui mesure le temps nécessaire pour qu'une goutte d'eau, une fois tombée sur le sol, atteigne un point de collecte donné dans un bassin versant. Il représente la durée approximative que mettrait l'eau à voyager depuis le point le plus éloigné du bassin versant jusqu'au point de collecte.

Le temps de concentration dépend de plusieurs facteurs, notamment la taille et la forme du bassin versant, la topographie, la végétation, la perméabilité des sols et la présence de cours d'eau ou de lacs. Ces éléments influencent la vitesse d'écoulement de l'eau à travers le bassin versant.

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées pour estimer le temps de concentration. Parmi les approches courantes, on trouve :

Formule de VENTURA

Elle est donnée par :

$$T_c = 0.1275 \times \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{I_{BV}}} \tag{4.16}$$

Formule de KIRPICH

Cette méthode est adaptée aux bassins versants dont la superficie varie entre 0,4 ha et 81 ha, dont les sols sont argileux et dont la pente moyenne est comprise entre 3% et 10%. Le temps de concentration est alors calculé à partir de l'équation suivante :

$$T_c = 0.0663 \frac{L_{cp}^{0.77}}{I_g{}^{0.385}} \tag{4.17}$$

Formule de GIANDOTTI (sud Italie 1937)

Elle est basée sur la relation empirique entre le temps de concentration et les caractéristiques du bassin versant. La formule de Giandotti est donnée par :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5 L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{\min}}} \tag{4.18}$$

Avec :

Tc : Temps de concentration (h) ;

Lcp : Longueur du cours d'eau principal (Km) ;

S : Surface du bassin versant (Km2) ;

Hmoy : Altitude moyenne du bassin versant (m) ;

H min : Altitude minimale du bassin versant (m).

Formule de TURAZZA

cette formule est utilisée pour les bassins ayant une superficie supérieure à 40 km².

$$I_p = \frac{0.108\sqrt[3]{AL_{cp}}}{I_c} \tag{4.19}$$

Avec :

T_c : le temps de concentration (h).

L_{cp} : la longueur du Talweg (km).

I_c : la pente moyenne de bassin versant (km/km).

$$T_c = 44.52 \text{ h}$$

Formule de SOLOVSKY

$$T_c = 4 \times \left[\frac{(S_{BV} \times L_{cp})^{0.333}}{\sqrt{I_{BV}}}\right]^{0.75} \tag{4.20}$$

Avec :

T_c : Temps de concentration (h) ;

L_{cp} ; Longueur du thalweg principal (Km) ;

S_{BV} : Superficie du bassin versant $\left(\text{km}^2\right)$;

I_{BV} : Pente du bassin versant (m/km).

Choix du temps de concentration

Pour notre bassin versant on va opter pour le temps de concentration donné par la formule de GIANDOTTI car cette dernière donne le Tc le plus petit en comparant aux autres formules.

TABLE 4.4 – choix du temps de concentration

Formules utilisées	Temps de concentration en heures
Formule de GIANDOTTI	15.98
Formule de TURAZZA	44.52
Formule de VENTURA	34.61
Formule de SOLOVSKY	26.69
Formule de KIRPICH	Non appliquable

Vitesse de ruissellement

La vitesse de ruissellement dépend de plusieurs facteurs, notamment la pente du terrain, la rugosité de la surface, la quantité d'eau disponible et les caractéristiques du sol. Plus la pente est prononcée, plus la vitesse de ruissellement sera élevée. De même, une surface rugueuse peut ralentir le ruissellement, tandis qu'une surface lisse peut favoriser une vitesse plus élevée. la relation est donnée par :

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

Avec :

T_c : le temps de concentration (h).

L_{cp} : la longueur du Talweg (km).

$$V_r = 7.12 \text{ Km/h}$$

Récapitulatif

TABLE 4.5 – Les résultats des paramètres hydrographiques

Désignation	Symbole	Unités	Valeur
Densité de drainage	Dd	Km/km2	1.01
Densité hydrographique	F	Km-2	1.49
Coefficient de torrentialité	Ct	/	1.64
Tempsdeconcentration	Tc	Heures	15.98
Vitesse de ruissellement	Vr	Km/h	7.12

4.3 Etude des crues

L'analyse fréquentielle en hydrologie est une approche statistique de prédiction basée sur des calculs probabilistes utilisant l'historique des événements pour prédire des fréquences d'apparitions futures. La détermination des crues est orientée de préférence vers les observations hydrométriques, lorsqu'elles existent sur le bassin versant propre du site à étudier, ou par analogie avec un bassin voisin. A défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basées sur la pluviométrie peuvent être utilisés. Ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit. L'estimation du débit de crue fréquentielle du bassin versant est calculé grâce à deux approches :
- La série d'observation de la station hydrométrique (dans le cas d'un bassin jaugé) ;

- La méthode de GRADEX.

4.3.1 Paramètres de la station hydrométrique

le tableau ci-dessous résume les paramètres de la station hydrométrique de Khenget Sidi Nadji situé dans un bassin voisin de notre bassin et qui à des caractérisiques similaires a le notre , on vas utiliser les données de débit enregistrés par cette station pour extraire le débit fréquentielle de période de retour 10 ans pour appliquer la méthode de GRADEX à nos stations pluviométriques.

TABLE 4.6 – paramètres de la station hydrométrique

station	code	Coordonnées		l'oued	Mise en service
		X(Km)	Y(Km)		
khanget s.n	61801	866.2	179.2	el arab	Jan-72

4.3.2 Paramètres des stations pluviométriques

le bassin versant de l'étude contient plusieurs stations pluviométriques, le calcule hydrologique sera baser sur les cinq stations les plus fiables avec des enregistrements assez longues.

le tableau ci-dessous résume les paramètres des stations

TABLE 4.7 – paramètres des stations pluviométriques

Nbr	Nom de la station	Code de la station	X (m)	Y (m)	Altitude (m)	Période d'observation	effectif (complètes)
1	MEDINA LA-NASSER	06-15-03	276807	3909814	1570	1941-2009	40
2	HALLA BOUDELLA	06-18-02	303229	3881470	750	1967-2009	28
3	BOU HAM-MAMA	06-18-03	293584	3906658	1140	1967-2009	37
4	BABAR	06-18-04	327110	3892454	1450	1941-1993	26
5	KHEIRANE	06-18-05	295603	3875018	560	1969-2009	32

4.3.3 Choix du modèle fréquentielle

La validité des résultats d'une analyse fréquentielle dépend du choix du modèle fréquentiel et plus particulièrement de son type. Diverses pistes peuvent contribuer à faciliter ce choix, mais il n'existe malheureusement pas de méthode universelle et infaillible. A partir de l'échantillon de n observations, l'histogramme de fréquence d'apparition, la courbe de fréquence cumulée de non dépassement sont construits. Si le nombre n devient

grand, on cherche la loi de distribution de la population. La fréquence devient densité de probabilité.

Loi normal(Gumbel)

La loi de Gumbel est très universellement utilisée pour caractériser la distribution de valeurs extrêmes. En effet la loi double exponentielle est la forme limite de la distribution de la valeur maximale d'un échantillon de n valeurs. Le maximum annuel d'une variable étant considéré comme le maximum de 365 valeurs journalières, cette loi doit ainsi être capable de décrire les séries de maxima annuels. La fonction de répartition a la forme suivante

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \tag{4.21}$$

La variable réduite u de Gumbel est définie par :

$$u = \frac{x - \beta}{\alpha} \tag{4.22}$$

D'où :

$$F(x) = e^{-e^{-u}} \tag{4.23}$$

Où α et β sont les paramètres de la loi. Le paramètre α est un paramètre caractéristique de la dispersion. On démontre que β est le mode (la valeur la plus probable). L'estimation des paramètres peut être calculée par la méthode des moments :

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.78.s \\ \beta &= \bar{x} - 0.45.s \end{aligned} \tag{4.24}$$

Avec : S : L'écart type de l'échantillon ;

$\bar{x}$: La moyenne de l'échantillon.

La variable réduite u de Gumbel se calcule par :

$$u = -\log(-\log(F(x))) \tag{4.25}$$

$F(x)$: la probabilité au non dépassements.

L'équation de fréquence la loi de Gumbel s'écrit :

$$x_T = \bar{x} + k_T \cdot s \tag{4.26}$$

Si la taille de l'échantillon est supérieure à 100, on peut démontrer en remplaçant α et β par leur valeurs dans l'équation de fréquence que :

$$k_T = -0.45 - 0.78.\log\left[-\log\left(1 - \frac{1}{T}\right)\right] \tag{4.27}$$

L'équation de la droite de Gumbel :

$$Pj_{max} = \frac{1}{a}y + X_0 \tag{4.28}$$

avec :

$$y = -ln(-ln(F(x))) \tag{4.29}$$

4.3.4 Ajustement des données de la station Khenget S.N par la loi de Gumbel

l'ajustement de la série a été fait à travers le logiciel HYFRAN, les résultats obtenues sont montrés dans les figures ci-dessous :

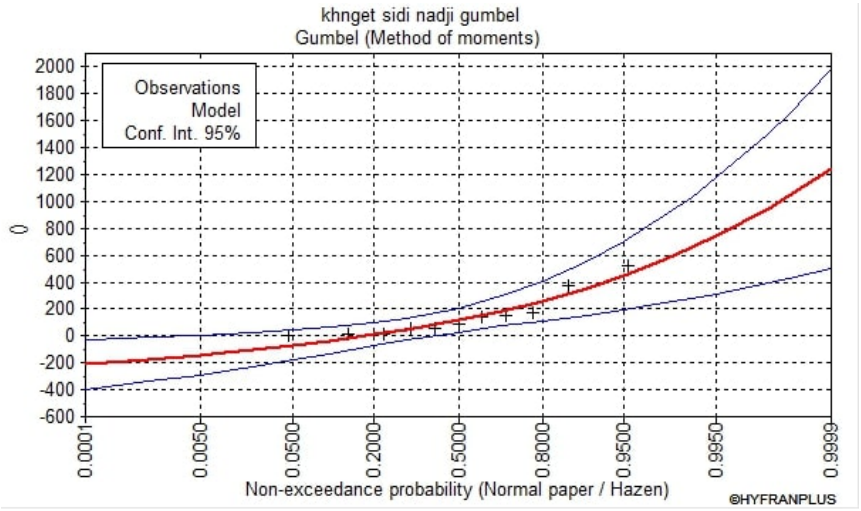


FIGURE 4.3 – graphe de l'ajustement à la loi normal

TABLE 4.8 – résultats de l'ajustement à la loi normal

T	q	XT	standard	confidence interval
10000	0.9999	1240	376	505-1980
2000	0.9995	1040	312	426-1650
1000	0.999	949	284	392-1510
200	0.995	745	220	313-1180
100	0.99	656	193	278-1030
50	0.98	567	166	243-892
20	0.95	449	130	195-703
10	0.9	358	103	156-559
5	0.8	262	76	113-411
3	0.6667	186	57.3	73.9-299

TABLE 4.9 – Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	0.36
Maximum	Aucun	518
Moyenne	145	145
Ecart-type	163	163
Médiane	118	93.5
Coefficient de variation (Cv)	1.13	1.13
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.24	1.55
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.4	3

Loi log normal (Loi de Galton)
Une variable aléatoire X suit une loi log-normale quand son logarithme suit une loi normale. C'est à dire que $Y = \ln(X)$ suit une loi $N(\alpha; \beta)$

Avec :
α et β les paramètres de la loi normale.

Elle est notée : $\ln N(\alpha; \beta)$.

$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{u} e^{-\frac{1}{2}u^2} du$ (Fréquence au non dépassement)

Avec la valeur réduite u est donnée par : $u = \frac{\ln x - \sqrt{n}x}{\sigma_{\ln x}}$.

L'équation de la variable réduite présente sous forme de :

$$\ln x = \overline{\ln x} + u\sigma_{\ln x} \tag{4.30}$$

4.3.5 Ajustement des données de la station Khenget S.N par la loi de Galton

est l'équation d'une droite sur un papier Gausso-logarithmique en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

les résultats d'ajustements sont présenter ci-dessous :

TABLE 4.10 – résultats de l'ajustement à la loi de Galton

T	q	XT	standard	confidence interval
10000	0.9999	738	137	469-1010
2000	0.9995	276	123	430-913
1000	0.999	641	117	412-870
200	0.995	561	101	364-758
100	0.99	522	93.1	340-705
50	0.98	480	85.1	313-647
20	0.95	417	73.7	272-561
10	0.9	361	64.4	234-487

5	0.8	292	55	184-400
3	0.6667	229	49	133-325

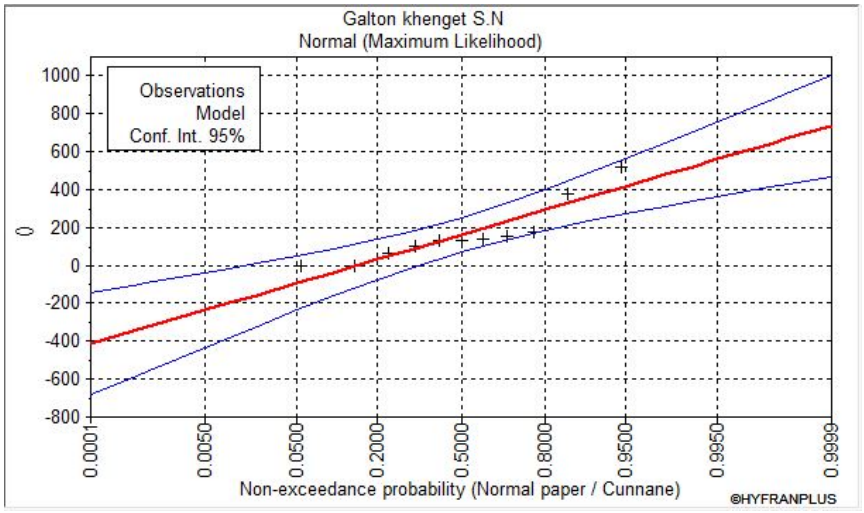


FIGURE 4.4 – graphe de l'ajustement à la loi normal

TABLE 4.11 – Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	None	0
Maximum	None	518
Moyenne	162	162
Ecart-type	155	155
Médiane	162	129
Coefficient de variation (Cv)	0.955	0.955
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0	1.48
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3	3.09

Conclusion

Après ajustement de la série des débits maximaux enregistrées par la station 061801 de Khenguet sidi nadji , on prend la valeur de débit de période de retour 10 ans égale à 358 m3/s comme donnée de départ pour le calcule de débit de dimensionnement par la méthode de GRADEX qu'on vas appliquée aux 5 stations pluviométriques situées dans notre bassin versant.

4.3.6 Détermination de Qmax par la méthode GRADEX

La méthode repose sur l'idée que lorsque le débit atteint un certain seuil, le sol devient saturé. Ce seuil, appelé débit seuil ou point pivot, peut varier en fonction des caractéristiques du sol et du bassin versant, allant du débit décennal au débit cinquantennal. Ainsi, pendant la durée caractéristique de ruissellement D, tout accroissement de précipitations entraîne la même augmentation du débit.

Cette méthode s'appuie sur les données climatologiques historiques pour déduire le comportement asymptotique de la loi de probabilité des volumes de crues rares à partir de la loi de probabilité des cumuls de précipitations extrêmes. En effet, la capacité de rétention moyenne du bassin tend à devenir constante pour les crues ayant une période de retour de dix ans.

La méthode du Gradex offre un cadre de calcul cohérent et plausible en utilisant une approche fréquentielle des précipitations intenses locales ou régionales. Cette approche repose principalement sur un paramètre proportionnel à l'écart type des fortes précipitations, appelé Gradex.

Le Gradex est un paramètre fondamental qui est invariant climatologique local et dépend de la situation géographique.

- Hypothèses de la méthode :

Le postulat de base de la méthode est l'existence d'une relation entre la distribution des débits et celle des pluies génératrices. Cette méthode repose sur trois hypothèses suivantes (Meddi et Zeroual, 2018) .

- Hypothèse 01 :

La fonction de répartition des précipitations tombant sur le bassin est asymptotiquement, décrite par une loi de Gumbel ou par une loi exponentielle selon le type d'échantillonnage

utilisé. Le Gradex correspond à la pente de la fonction de répartition sur un graphique représentant la pluie en fonction du logarithme de la période de retour.

- hypothèse 02 :

Le déficit d'écoulement, défini comme la différence entre le volume d'eau précipité et le volume d'eau écoulé à l'exutoire du bassin versant pendant un pas de temps équivalent, n'augmentent plus, en valeur moyenne, au-delà d'une certaine valeur de pluie. En d'autres termes, nous pouvons dire que, à partir d'un certain état de saturation du bassin versant, la distribution du déficit d'écoulement ne dépend plus de la valeur de pluie ou de débit. Cette hypothèse se traduit graphiquement par un parallélisme entre la fonction de répartition des précipitations et celle des écoulements au pas de temps équivalent point de départ de cette extrapolation, nommé point pivot, est fixé à une période de retour Tp comprise, le plus souvent, entre 10 et 50 ans selon le bassin versant considéré .

- Hypothèse 03 :

Quelle que soit sa fréquence ou durée de retour, le débit de pointe de crue (valeur maximale observée) peut être calculé à partir du volume écoulé (sur le pas de temps considéré) en utilisant un coefficient multiplicatif moyen caractéristique du bassin versant. Ce coefficient, nommé coefficient de forme ou coefficient d'affinité, peut être estimé à partir des hydrogrammes de crues enregistrés sur le bassin versant.

- Les étapes de la méthode

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

Ajuster par la loi de Gumbel des pluies maximales journalières.

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

$$P_{mm} = a \cdot \mu + b \tag{4.31}$$

Avec :

μ :variable réduite de Gumbel.

Ajustement de la série des débits observés à la loi de Gumbel et déterminer le débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits). Exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule :

$$R(\text{ mm}) = \frac{Q\left(\frac{\text{m}^3}{\text{s}}\right) \times 3.6 \times n(\text{ heures })}{S\,(K\text{ m}^3)} \tag{4.32}$$

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

$$Q_{\mu\%} = a \cdot \mu + b' \tag{4.33}$$

Avec :
a : Le Gradex de la pluie ;
μ : Variable réduite de Gumbel.

$$(\mu = -\ln(-\ln(F))) \text{ et } F = \frac{1}{1-T} \tag{4.34}$$

Pour T = 10 ans : b' = $Q_{10} \cdot a - a \cdot \mu$

Tracer la droite de l'équation $Q_{\mu\%} = a \cdot \mu + b'$ sur le même graphe que l'ajustement de $P_{j\max}$. Ensuite, tirer les Q pour chaque période de retour (en mm).Puis Exprimer ces

débits en m3/s par la formule :

$$Q\left(\frac{m^3}{s}\right) = \frac{Q(\text{ mm}) * s\left(\text{Km}^2\right)}{3.6 * n(h)} \tag{4.35}$$

Calcul des débits de pointe :

Calculer sur les hydrogrammes des crues observées le rapport

$$P(\text{ coefficient de pointe }) = \frac{Q_{\max}}{Q_{\text{moy}}}$$

Et donc $Qp\left(\frac{m^3}{s}\right) = Q\left(\frac{m^3}{s}\right) \times P$

Application

On applique GRADEX sur les 5 stations pluviométriques du bassin versant d'el ouldja en ajustant les séries pluviométriques (P max) des cinq stations à la loi de Gumbel en utilisant le logiciel HYFRAN :

· **La station de Bou Hmama (06-18-03)**
la première étape consiste à ajuster la serie pluviométrique a la loi de Gumbel :

TABLE 4.12 – résultats de l'ajustement de la station de Bou Hmama

T	q	XT	standard	confidence interval
10000	0.9999	180	24.9	132-229
2000	0.9995	156	20.7	115-196
1000	0.999	145	18.9	108-182
200	0.995	120	14.6	91.3-149
100	0.99	109	12.8	84.1-134
50	0.98	98.4	11	76.8-120
20	0.95	84	8.6	67.1-101
10	0.9	72.8	6.81	59.5-86.2
5	0.8	61.2	5.04	51.3-71.1
3	0.6667	52	3.8	44.5-59.4

Détermination du GRADEX : d'après le logiciel l'HYFRAN l'équation de la droite de Gumbel est : $P(mm) = 15.46\mu + 38.02$

donc le Gradex $a = 15.46$

L'ajustement de la série des débits maximaux annuels de la station de KHenguet S.N à la loi de Gumbel a donné un débit décennal de : $Q10ans = 358m3/h$
on transforme ce débit en lame d'eau équivalente :

$$R_{10 \text{ ans (mm)}} = \frac{Q_{10 \text{ ans (Khuenguet S.N)}} \times 3.6 \times n}{S_{\text{(sb el ouldja)}}} \tag{4.36}$$

on obtient $R_{10 \text{ ans (mm)}} = 72.8mm/24h$
Extrapoler de la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) par une droite de pente égale au GRADEX de la pluie :

$$Q_{\mu\%} = 15.45.\mu + 38.03 \tag{4.37}$$

On trace cette équation sur le même graphe que celui de l'ajustement des Pmax, et pour chaque période de retour on tire le débit correspondant en (mm) et on les exprime par la formule ci-dessus.

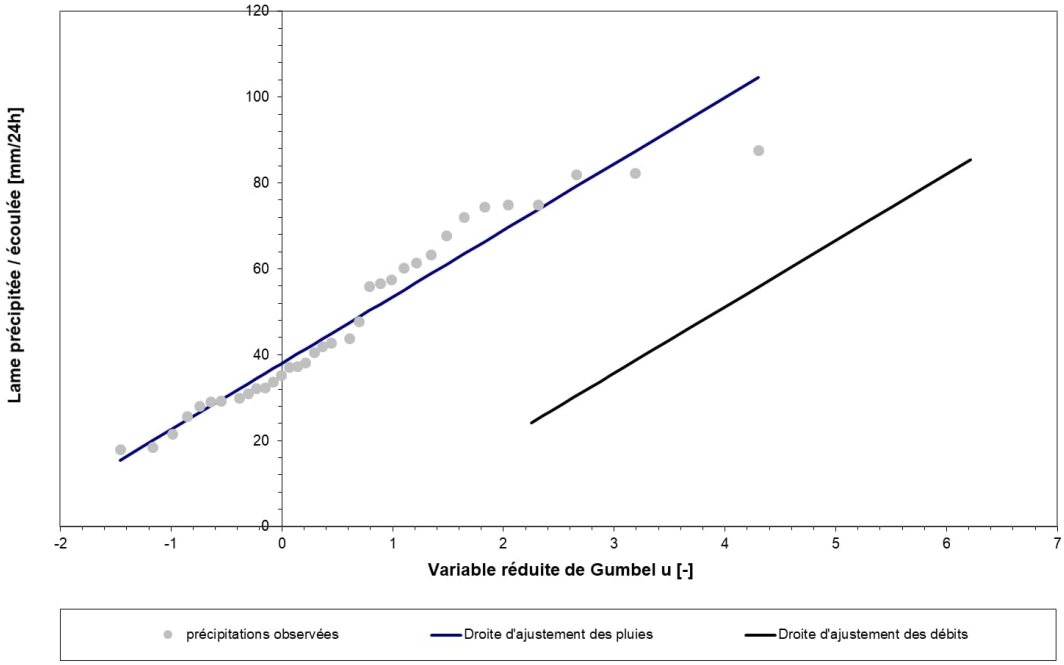


FIGURE 4.5 – Graphe de l'ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits

Les résultats de l'ajustement pour les déférentes temps de retours sont résumés dans le tableau ci-dessous :

TABLE 4.13 – Résultats de l'ajustement pour déférentes périodes de retours

Temps de retour	fréquence empirique selon Hazen	variable réduite de Gumbel u	précipitations estimées	débits extrapolés	débits extrapolés	débits de pointe extrapolés
[ans]	[-]	[-]	[mm/24h]	[mm/24h]	(m3/s)	(m3/s)
10	0.9	2.25	72.83	24.13	358	358
50	0.98	3.90	98.37	49.67	737	737
100	0.99	4.60	109.17	60.47	897	897
1000	0.999	6.91	144.86	96.16	1427	1427
5000	0.9998	8.52	169.76	121.06	1796	1796
10000	0.9999	9.21	180.48	131.78	1955	1955

On note que le coefficient de pointe est pris égale à 1 dans nos calcule par cette méthode , on multiplie les débits par un coefficient de pointe lors de l'utilisation des débits moyens par contre dans notre cas on a pris les débits max pour la stations hydrométrique et les pluies max pour les stations pluviométrique.

on applique la méthode de Gradex sur les quatrs stations restantes, les résultats sont

résumé dans le tableau ci dessous :

TABLE 4.14 – Résultats de l'ajustement des cinq stations par la méthode du GRADEX.

Période de retour	les débits fréquentiels (m3/s)					
	06-18-01	06-18-03	06-18-02	06-18-05	06-18-04	06-15-03
10	358	358	358	358	358	358
50	480	447	640	776	608	870
100	522	484	759	952	714	1086
1000	641	608	1154	1536	1063	1801
5000	684	695	1429	1943	1306	2300
10000	738	732	1547	2118	1411	2514

Conclusion

On trouve comme conclusion que la station 06-15-03 donne le débit le plus élevé en comparant avec les autres résultats des autres stations après l'application de la méthode de Gradex.

4.3.7 Hydrogramme de crues

Détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovski :

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

Le volume.

La durée.

Le débit maximum (débit de pointe).

Pour tracé l'hydrogramme de crue, nous sommes tenus de suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculé à partir des temps de montée et de la décrue.
La période de monté :

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

La période de décrut :

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

Avec

$$t_m = t_c$$
$$t_d = \delta * t_m$$

Q_m : Débit instantané de la montée (m^3/s) ;
Q_d : Débit instantané de la décrue (m^3/s) ;
t_m : Temps de la montée de la crue en heures ;
t_d : Temps de la décrue en (heures) ;
t_c : Temps de concentration en (heures) ;
δ : Coefficient de forme de l'hydro-gramme de crue.
$Q_{\max}$: Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m^3/s) ;

TABLE 4.15 – Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue

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

le tableau ci-dessous montre les résultats de calcule par la méthode de Sokolovski :

TABLE 4.16 – hydrogramme de crue

t (heures)	Hydrogrammes des crues de différents périodes de retour					
	10	50	100	1000	5000	10000
	358	870	1086	1801	2300	2514
0	0	0	0	0	0	0
1	1	3	4	7	9	10
2	6	14	17	28	36	39
3	13	31	38	63	81	89
4	22	55	68	113	144	158
5	35	85	106	176	225	246
6	50	123	153	254	324	354
7	69	167	208	346	441	482
8	90	218	272	451	576	630
9	114	276	344	571	730	797
10	140	341	425	705	901	984

11	170	412	515	853	1090	1191
12	202	491	612	1016	1297	1418
13	237	576	719	1192	1522	1664
14	275	668	834	1382	1765	1930
15	315	767	957	1587	2027	2215
15.98	358	870	1086	1801	2300	2514
16	358	870	1086	1801	2300	2514
17	341	830	1036	1718	2194	2398
18	325	791	987	1637	2091	2285
19	310	753	940	1559	1991	2176
20	295	717	895	1484	1895	2071
21	280	681	851	1411	1801	1969
22	266	647	808	1340	1711	1870
23	253	614	767	1272	1624	1775
24	240	583	727	1206	1540	1683
25	227	552	689	1142	1459	1595
26	215	522	652	1081	1381	1509
27	203	494	616	1022	1305	1427
28	192	466	582	965	1233	1347
29	181	440	549	910	1163	1271
30	171	414	517	858	1096	1198
31	160	390	487	807	1031	1127
32	151	367	458	759	969	1059
33	142	344	430	712	910	994
34	133	323	403	668	853	932
35	124	302	377	625	798	873
36	116	282	352	584	746	816
37	108	263	329	545	696	761
38	101	245	306	508	649	709
39	94	228	285	473	603	660
40	87	212	265	439	560	612
41	81	196	245	407	519	568
42	75	182	227	376	480	525
43	69	168	209	347	443	484
44	64	154	193	320	408	446
45	58	142	177	294	375	410
46	53	130	162	269	344	376
47	49	119	148	246	314	343
48	45	108	135	224	286	313
49	41	98	123	204	260	285

50	37	89	111	185	236	258
51	33	81	101	167	213	233
52	30	73	91	150	192	210
53	27	65	81	135	172	188
54	24	58	72	120	153	168
55	21	52	64	107	136	149
56	19	46	57	94	121	132
57	17	40	50	83	106	116
58	14	35	44	73	93	101
59	13	30	38	63	81	88
60	11	26	33	55	70	76
61	9	23	28	47	60	65
62	8	19	24	40	51	55
63	7	16	20	33	43	47
64	6	13	17	28	36	39
65	5	11	14	23	29	32
66	4	9	11	19	24	26
67	3	7	9	15	19	21
68	2	6	7	12	15	16
69	2	4	5	9	11	13
70	1	3	4	7	9	9
71	1	2	3	5	6	7
72	1	2	2	3	4	5
73	0	1	1	2	3	3
74	0	1	1	1	2	2
75	0	0	0	1	1	1
76	0	0	0	0	1	1
77	0	0	0	0	0	0

la fugure ci-dessous montre l'hydrogramme de crue de différentes temps de retours :

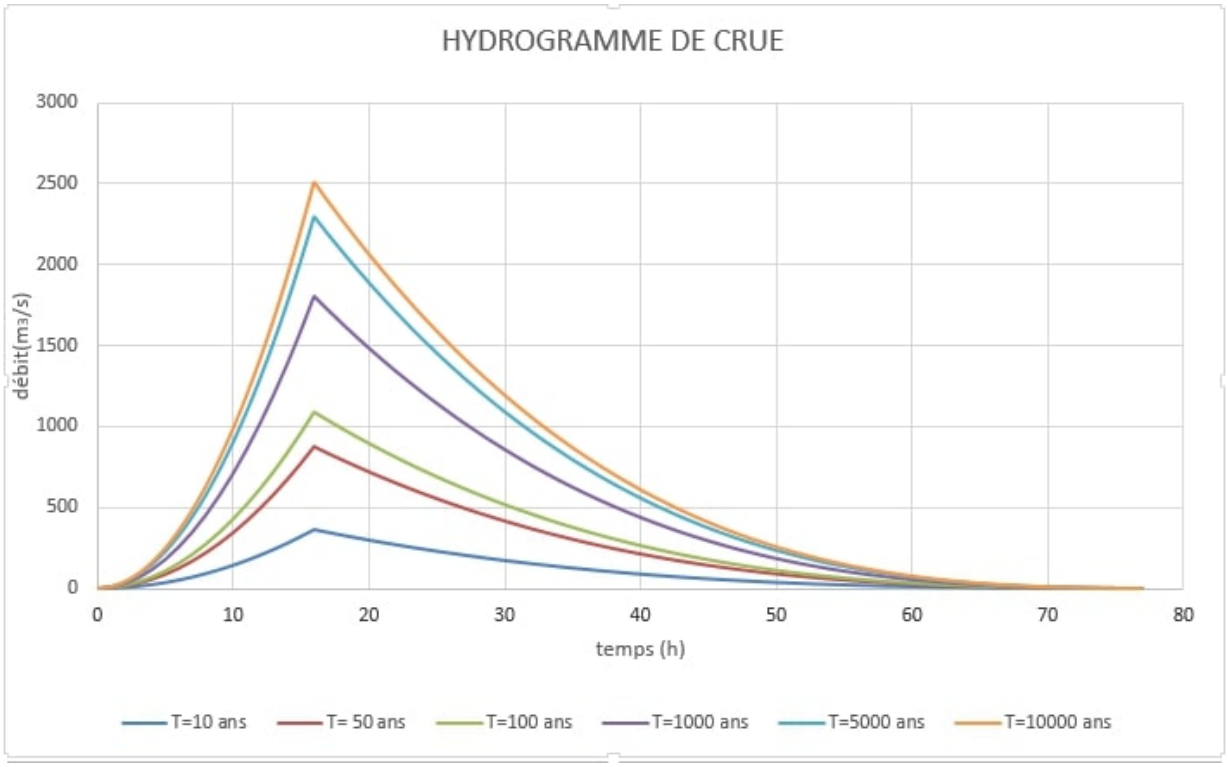


FIGURE 4.6 – l'hydrogramme de crue de différentes temps de retours

4.3.8 Choix de la crue

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Alors que le choix de la crue de ce projet dépend, essentiellement, de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent se produire à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

TABLE 4.17 – Crues de projet recommandées

Catégories des dommages	**Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle**
Elevés : Perte de vie, dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Important : pas de pertes de vies, dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faible : pas de perte de vies, dommages légers	1/1000 à 1/100

la catégorie des dommages causés par notre barrage est importante donc on vas opté pour un temps de retour de 5000 ans pour notre projet donc un Qmax=2300m3/s.

4.4 Étude des apports liquides

4.4.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A_0) :

En raison de manque de données on vas utiliser les formules empiriques :

Formule de Derie II :

$$A_0 = 0,513 \cdot P^{2.603} \cdot Dd^{0.5} \cdot S^{0.842} \tag{4.38}$$

Avec :
P : Pluie moyenne annuelle (m).
S : Superficie du bassin versant $\left(Km^2\right)$.
Dd : Densité de drainage $\left(Km/Km^2\right)$

Formule de l'A.N.R.H :

$$Amoy \ = 0.915.P^{2.684} \cdot S^{0.842} \tag{4.39}$$

Avec :
P : Pluie moyenne annuelle (m).
S : Superficie du bassin versant $\left(Km^2\right)$.

Formule de COUTAGNE :

Elle donne le déficit d'écoulent D tel que :

$$D = P - mP^2 \tag{4.40}$$

Avec :

$$m = 1/(0.8 + 0.16T)$$

P : Pluie moyenne annuelle (m)
T_0 : température moyenne dans la zone d'étude.

La lame d'eau écoulée est alors :

$$Le = P - D$$

Formule de SAMIE :

$$\mathrm{Le} = \mathrm{P}^2 \left(293 - 2,2 \cdot \sqrt{S}\right) \tag{4.41}$$

Avec :
P : Pluie moyenne annuelle (m).
S : Superficie du bassin versant $\left(\mathrm{Km}^2\right)$.
$\mathrm{L_e}$: lame d'eau écoulée (mm).

Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcule :

TABLE 4.18 – Résultats de calcule pour différentes formules

Formule	Apport moyen annuel A0 (Mm3)	Lame d'eau (mm)
ANRH	20.92	16.33
SAMIE	23.04	17.97
COUTAGNE	41.44	32.32
DERIE II	11.72	9.14

On vas opter pour la formule de COUTAGNE car elle donne des valeur significatifs en comparants aux autres formules.

4.4.2 Ajustement de la série des apports de la station de Khneguet S.N rapportés à la loi normale

Le calcul des apports fréquentiels s'effectue en ajustant la série des apports en eau provenant de la station de Khenguet S.N, puis en appliquant la relation d'analogie pour déterminer les apports de notre site d'étude.

Les résultats de l'ajustement sont donnés dans le tableau suivant :

TABLE 4.19 – Les résultats de l'ajustement de la série des apports de la station de Khneguet S.N 62

T	q	XT	standard	confidence interval
10000	0.9999	179	53.6	73.9-284
2000	0.9995	150	44.4	62.7-237
1000	0.999	137	40.5	57.8-217
200	0.995	108	31.4	46.5-170
100	0.99	95.4	27.5	41.5-149
50	0.98	82.8	23.6	36.5-129
20	0.95	65.9	18.5	29.7-102
10	0.9	52.9	14.6	24.2-81.5
5	0.8	39.3	10.8	18-60.5
3	0.6667	28.4	8.17	12.4-44.5

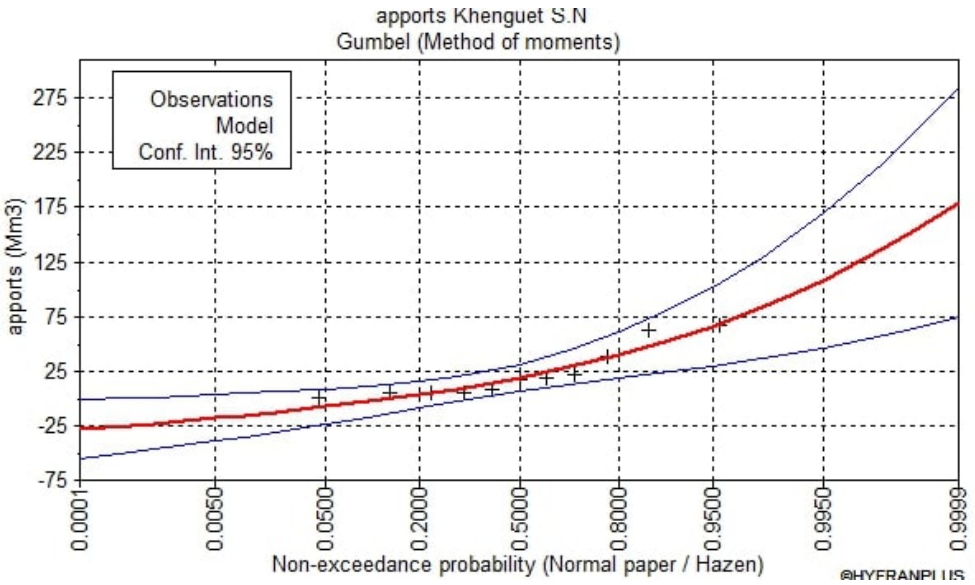


FIGURE 4.7 – Représentation graphique de la loi normale des apports

en appliquant la loi d'analogie sur les apports à 80 % par la formule suivante :

$$A_{(80\%\ \text{Ouldja}\ )} = A_{(80\%\ \text{Khenget}\ SN)} \cdot \frac{S_{BV\ \text{Ouldja}}}{S_{BV}\ \text{Khenguet SN}} \tag{4.42}$$

on trouve $\text{A}_{(80\%\ \text{Ouldja}\ )} = 20.5 Mm3$

4.4.3 Répartition de l'apport annuel estimé à une probabilité de 80%

La répartition mensuelle des apports annuels d'une probabilité de 80% est représenté dans le tableau ci-dessous :

TABLE 4.20 – répartition mensuelle des apports

A80% (%)	4.88	8.63	12.15	15.73	13.17	15.90	10.79	9.82	6.30	2.39	1.99	2.33	100.00
A80% (Hm3)	2.5	3	3.9	2.32	5.2	2.4	0.8	0.8	0.7	0.4	0.3	0.31	20.5

4.5 Étude des apports solides

Il est essentiel d'estimer l'envasement (ou la tranche morte) pour dimensionner harmonieusement l'ouvrage, évaluer sa durée de vie de manière précise et définir de manière rationnelle les modes de gestion et d'exploitation.

Le transport solide dans un cours d'eau constitue la deuxième phase de l'érosion. La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par le courant dépend principalement de la vitesse d'écoulement et de la granulométrie.
L'eau acquiert la puissance nécessaire pour ce transport en perdant de la charge au fur et à mesure. Le champ de vitesses d'écoulement varie le long du profil de la rivière, de l'amont vers l'aval.
L'eau met en jeu deux mécanismes principaux pour le transport solide : le charriage et la suspension. La capacité de charriage dépend de la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l'espace en fonction du débit liquide.
La répartition entre le charriage et la suspension dépend principalement de la taille des matériaux par rapport à la vitesse de l'eau et à la turbulence de l'écoulement.
Le débit solide à chaque point d'une rivière est défini par les caractéristiques hydrologiques de son bassin versant.
En l'absence de mesures sur le transport solide, il est nécessaire de recourir à des méthodes empiriques pour traiter ce phénomène.

4.5.1 La méthode de TIXERON

Cette formule tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit :

$$\mathrm{V_m} = (1,05 \div 1,10)\frac{\mathrm{Q_s} \cdot \mathrm{T}}{\delta_\mathrm{s}} \tag{4.43}$$

Avec :

$$\text{Avec} \quad \mathbf{Q_S} = \boldsymbol{\alpha} \cdot \mathbf{L_e^{0.15}} \cdot \mathrm{S} \tag{4.44}$$

Qs : Débit solide en [tonne/an].

δ_s : Poids spécifique des sédiments $[1,4\mathrm{t/m3}]$.

T : temps d'exploitation [T = 50 ans].

α : Caractéristique de perméabilité.

Avec :

$$Le = \frac{A_0}{S} \tag{4.45}$$

$$\mathrm{V_m} = 26.7\mathrm{Mm}^3$$

4.5.2 La méthode de FOURNIER

$$Es = \frac{1}{36}\left[\frac{Pm^2}{Pa}\right]^{2,65}\left[\frac{h^2}{S}\right]^{0,46} \tag{4.46}$$

Avec : Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux.
Pa : Pluie moyenne annuelle.
$h = 45\%(\text{Hmax} - H\,\text{min})[\text{m}]$.
S : Surface du bassin versant $\left(\text{S} = 1282.01\text{Km}^2\right)$.
Donc :

$\text{E}_s = 2.59t/km/an$

4.5.3 La méthode de SAIDI

$$Es = 19 \cdot M_0^{1,246} \cdot Ce^{-0,885} \tag{4.47}$$

Avec :

M_0 : Module de l'écoulement spécifique $\left(\text{V/s/km}^2\right)$.$\text{M}_0 = 0.44\text{v/s/Km}^2$

Ce : Coefficient de l'écoulement. Ce = 0.04

Donc :

$\text{E}_s = 107.08t/km/an$

4.5.4 Choix de la formule de calcule

on vas opter pour la formule de Tixeron car elle donne des résultats importants en comparant au deux autres formules.

on passe au calcule du volume mort par la formule suivante :

$$V_m = \frac{Es \times S \times T}{\gamma s}$$

Avec :
Es : Erosion spécifique (t/Km²/ans) ;
S : surface du BV (km2) ;

T : temps d'exploitation (T = 50 ans) ;
γ_s : Poids spécifique des sédiments $(1,2\text{t/m3})$.

$V_m(50ans) = 27600000m3$

4.6 Régularisation des débits

L'objectif de cette étude est de déterminer le volume régularisable par le barrage d'el ouldja en fonction de la cote de la retenue normale.

4.6.1 Courbe hauteur-surface-capacité

la courbe surface-hauteur est obtenues après le traitement du MNT(modèle numérique du terrain) par le logiciel ArcGis.

la courbe capacité-hauteur est obtenues par la formule suivante :

$$\Delta V_i = \frac{S_{i-1} + S_i}{2} \Delta H_i \tag{4.48}$$

avec
ΔV_i : Le volume entre deux courbes de niveau consécutives ;
S_{i-1} : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i-1} ;
S_i : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i ;
Remarque : le volume initiale qui se trouve près du lit de l'Oued est prise égale à :

$$V_1 = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H_1$$

L'équidistance entre les courbes de niveau est égale à 1 m. le tableau suivant montre la répartition des surface et des des volumes en fontion de la cote du terrain :

TABLE 4.21 – Hauteur-Surface-Volume

Cote (m)	surface (m2)	Capacite tot (m3)
343	0	0
344	782	39
345	6258	391
346	9387	1173
347	17209	2503
348	28942	4811
349	35199	8018

350	46507	12103
351	60230	17440
352	77986	24351
353	94647	32982
354	107162	43073
355	142361	55549
356	162197	707769
357	176777	877256
358	186163	1058726
359	203371	1253493
360	229965	1470162
361	268557	1719423
362	294885	2001145
363	325524	2311349
364	347290	2647756
365	362934	3002868
366	408580	3388625
367	440648	3813239
368	455227	4261176
369	484167	4730873
370	502156	5224034
371	531877	5741051
372	555342	6284660
373	585063	6854863
374	606181	7450485
375	637467	8072309
376	658584	8720334
377	686741	9392997
378	719076	10095905
379	750874	10830881
380	779813	11596224
381	828303	12400282
382	870537	13249702
383	905732	14137837
384	948612	15065009
385	990198	16034414
386	1023046	17041035
387	1051202	18078159
388	1089805	19148662
389	1130975	20259052

390	1163042	21406061
391	1195890	22585526
392	1232648	23799795
393	1267060	25049650
394	1301472	26333916
395	1340577	27654940
396	1371860	29011159
397	1407555	30400866
398	1434929	31822108
399	1512044	33295594
400	1546765	34824998
401	1584304	36390533
402	1623408	37994388
403	1662512	39637348
404	1699270	41318239
405	1729771	43032759
406	1763400	44779345
407	1807980	46565035
408	1849430	48393740
409	1885406	50261158
410	1926857	52167290
411	1956576	54109006
412	1998808	56086698
413	2042603	58107403
414	2080925	60169167
415	2113771	62266515
416	2145836	64396319
417	2194324	66566399
418	2242813	68784968
419	2291019	71051884
420	2328557	73361672
421	2373134	75712518
422	2419275	78108722
423	2459942	80548331
424	2516249	83036427
425	2565519	85577311
426	2607749	88163945
427	2663555	90799597
428	2740694	93501721

les courbes hauteur-capacité-surface sont dans le graphe ci-dessous :

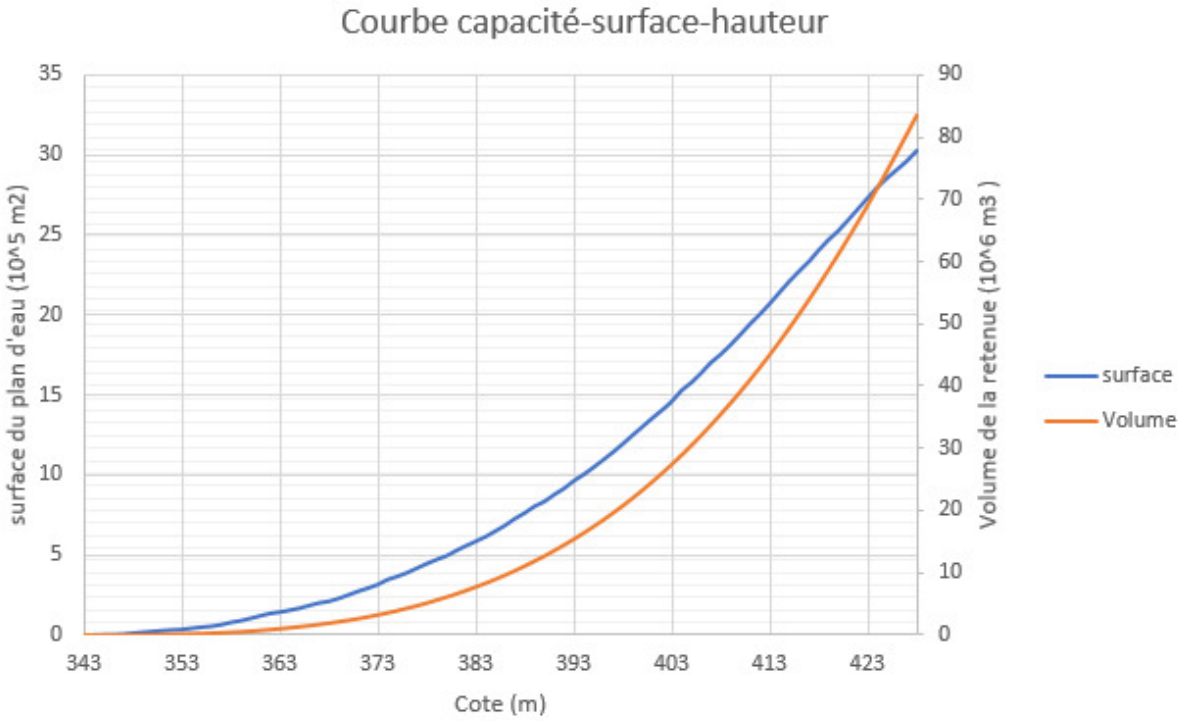


FIGURE 4.8 – graphe hauteur-capacité-surface

4.6.2 Les besoins

les besoins d'alimentation en eau potable et d'irrigation sont mentionner ci-dessous :

TABLE 4.22 – répartition mensuelle des besoins(source :ANBT)

Mois	sept	oct.	nov.	déc.	janv.	févr.	mars	avr.	mai	juin	juil.	août
Besoin en %	13.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.9	16.5	18.9	23.8	24.7
Besoin en Mm3	2.27	0	0	0	0	0	0	0.5	2.86	3.28	4.12	4.28

4.6.3 Les apports

la répartition mensuelle des apports de la pluviométrie du bassin versant est mentionner ci-dessous :

TABLE 4.23 – répartition mensuelle des apports

A80% (%)	4.88	8.63	12.15	15.73	13.17	15.90	10.79	9.82	6.30	2.39	1.99	2.33	100.00
A80% (Hm3)	2.5	3	3.9		5.2	2.4	0.8	0.8	0.7	0.4	0.3	0.31	20.5

4.6.4 Le volume utile

Pour calculer le volume utile du barrage, nous avons besoin de :

-L'apport annuel A80
-La consommation totale.

-Le volume mort de la retenue.

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

Procédé de calcul

-Détermination de la période de bonne hydraulicité.

-Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.

-Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".

-Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période de bonne hydraulicité est celle du mois de Septembre jusqu'au mois d'Aout.
Les calculs se font comme suit :

$$V_{rf} = V_n + (W - U) \tag{4.49}$$

Avec :
V_{rf} : Volume de remplissage final.
V_r : Volume de remplissage initial.
S : Volume excédentaire à évacuer.

Remarque : Du moment que nos apports sont supérieurs aux besoins, on opte pour une régularisation saisonnière.

4.6.5 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales d'exploitation. C'est-à-dire à la côte du niveau normal de la retenue NNR.

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

Première consigne d'exploitation

Elle consiste à remplir le barrage, lors des crues, jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR). Ensuite restituer l'excédent d'eau qui est déversée par l'évacuateur de surface. Le niveau de remplissage initial est fixé au remplissage final qui est déterminé pour chaque mois, en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser.

Deuxième Consigne d'exploitation

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface. Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau suivant :

TABLE 4.24 – Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm3)

Mois	A(80%)	U20%	A-U	1 ere consigne			2eme consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
sept.	2.50	0.00	2.50	30.10	27.6		27.28	27.6	0.32
					30.1		28.58	28.58	
oct.	3.00	0.00	3.00	33.10	33.10		31.58	31.58	
nov.	3.90	0.00	3.90	37.00	37.00		35.48	35.48	
déc.	5.20	0.00	5.20	42.20	42.20	0.00	40.68	40.68	
janv.	2.40	0.00	2.40	44.60	44.60	0.00	43.08	43.08	
févr.	0.80	0.00	0.80	45.40	45.08	0.32	43.88	43.88	
mars	0.80	2.88	-2.08	43.00	43.00	0.00	41.80	41.80	
avr.	0.70	3.17	-2.47	40.53	40.53	0.00	39.33	39.33	
mai	0.40	3.22	-2.82	37.71	37.71		36.51	36.51	
juin	0.30	3.71	-3.41	34.30	34.30		33.10	33.10	
juil.	0.30	3.98	-3.68	30.62	30.62		29.42	29.42	
août	0.2	3.22	-3.02	27.60	27.60		27.6	27.6	
						0.32			0.32

Du tableau précédent, il ressort :

$$\text{Vs} = 17.8\text{Mm}^3.$$

$$\text{Vd} = 17.48\text{Mm}^3.$$

Donc : le barrage fonctionne à un seul temps. Vs = Vd alors on prend Vu = Vd

$$\text{Vu} = 17.48\text{Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$\text{VNNR} = \text{Vu} + \text{Vm}$$

D'où :

$$\text{VNNR} = \text{Vm} + \text{VU} = 27.6 + 17.48 = 45.08\text{Mm}^3$$

4.6.6 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

L'évaporation

Nous avons :

$$V_{ep} = S_{moy}{}^{*}E_s \tag{4.50}$$

Vep : volume perdu à cause de l'évaporation.
Es : Evaporation mensuelle (mm).
S_{moy} : Surface du plan d'eau correspondant au volume moyen (Vmoy).
Vmoy : volume moyen.

$$\text{Vmoy} = \frac{V_{rf}, i + V_{rf,i+1}}{2} \tag{4.51}$$

Vrf,i et Vrf,i+1 : les volumes de la retenue de deux mois successifs. (4.52)

L'infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \tag{4.53}$$

V_{inf} : Volume perdu à cause de l'infiltration.
δ : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette.
Vmoy : Volume moyen.
$V_{rf,i}$ et $V_{rf,i+1}$: Les volumes de la retenue de deux mois successifs.

TABLE 4.25 – Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm3)

Mois	A(80%)	U20%	Pert Mm3	A-(U+P)	1 ere consigne			2eme consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
oct.	2.50	0.00	0.023	2.48	30.08	27.6		25.12	27.6	0.04
nov.	3.10	0.00	0.019	3.08		30.08		24.52	27.60	3.08
déc.	3.95	0.00	0.018	3.93	33.16	33.16		23.67	27.60	
janv.	5.25	0.00	0.037	5.21	37.09	37.09		22.39	27.60	
févr.	2.45	0.00	0.042	2.41	42.30	42.30		25.19	27.60	

					44.71	44.71		26.84	27.60	
mars	0.80	0.00	0.041	0.76	45.47	45.43	0.04	29.72	27.60	
avr.	0.80	2.88	0.041	-2.12	43.31	43.31		18.43	18.43	
mai	0.70	3.17	0.044	-2.51	40.79	40.79		16.31	16.31	
juin	0.40	3.12	0.042	-2.76	38.03	38.03		13.79	13.79	
juil.	0.30	3.71	0.039	-3.45	34.58	34.58		11.03	11.03	
août	0.30	3.93	0.031	-3.66	30.92	30.92		7.58	7.58	
sept.	0.2	3.22	0.300	-3.32	27.60	27.60		3.92	3.92	
							0.04	2.23	2.23	3.081

Du tableau précédant, il ressort :

$$\mathrm{Vs} = 17.87\mathrm{Mm}^3.$$
$$\mathrm{Vd} = 17.83\mathrm{Mm}^3.$$

Donc, le barrage fonctionne à un seul temps. Vs > Vd alors on prend Vu = Vd

$$\mathrm{Vu} = 17.83\mathrm{Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera : VNNR = Vu + Vm

Vérification de la condition :
Nous avons :

$$\mathrm{E} = (\mathrm{Vu}' - \mathrm{Vu})\,/\mathrm{Vu}$$
$$\mathrm{E} = (17.83 - 17.48)/17.48 = 1.99\%$$

Avec :

$$1\% < 1,97\% < 2\%$$

Condition vérifiée.

D'où :

$\mathrm{VNNR} = \mathrm{Vm} + \mathrm{V_U} = 17.83 + 27.6 = 45.43\mathrm{Mm}^3$

VNNR = 45.43Mm^3
avec un cote NNR égale à 406 m NGA.

4.7 Laminage des crues

Le laminage est un processus de calculs utilisé pour la détermination du débit et la charge déversant à travers un évacuateur de crue. Ce calcul servi dans le dimensionnement de l'évacuateur de crue qui est un ouvrage important dans les barrages.
Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue.
Plusieurs méthodes peuvent être utiles lors du calcul du laminage comme ceux de Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step , Muskingum ainsi que d'autres méthodes, nous retenons la méthode de Muskingum du faite qu'elle donne des résultats precise et c'est l'une des méthodes qui nous permet d'obtenir l'hydrogramme de sortie.

4.7.1 La méthode de Muskingum

Le laminage des crues pour un barrage par la méthode de Muskingum est un processus de régulation du débit d'eau entrant dans le barrage afin de minimiser les effets des crues. La méthode de Muskingum est utilisée pour estimer le débit de sortie du barrage en fonction des débits d'entrée et des caractéristiques hydrauliques du barrage. elle est basée sur l'équation de Saint-Venant

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A}\right) + gA\frac{\partial y}{\partial x} = gA\left(S_0 - S_f\right) + q\frac{Q}{A} \tag{4.54}$$

L'équation de continuité est la suivante :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \tag{4.55}$$

La résolution des équations précédentes est faisable mais pose parfois des difficultés d'ordre pratique et numérique (Cunge et Wegner 1964). On a ainsi souvent cherché à simplifier ce système selon les applications et les contextes.
D'après plusieurs études (Cunge et al. 1980), les trois premiers termes de l'équation (4.28) peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation (4.28) devient en l'absence d'apport de débit latéral.

$$S_0 = S_f \tag{4.56}$$

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

$$I - O = \frac{dS}{dt} \tag{4.57}$$

Ou :
I (Input ou Inflow) : désigne le débit d'entrée QE.
O (Output ou Outflow) : désigne le débit de sortie Q_s.
S : L'emmagasinement ou le stockage.

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.

Si on cherche à déterminer le volume stocké entre deux temps t1 et t2 on a l'équation suivante :

$$\Delta S = S_1 - S_2 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) dt \tag{4.58}$$

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue [2S2 /t + O2] 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 I1 et I2 , 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 . S1 et O1 sont connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue, S1 et O1 sont connus à cause de récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique 2S/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.

calcule d débit sortant

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 :

Evacuation a surface libre par un déversoir. Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme :

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

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.

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

$$\mathrm{Q} = \mathrm{mA}\sqrt{2gh} \tag{4.59}$$

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.

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 :

$$\mathrm{S} = \mathrm{Ah} \tag{4.60}$$

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 :

$$S = a_0 + a_1 h + a_2 h^2 + a_3 h^3 + \ldots + a_n h^n \tag{4.61}$$

Les coefficients a0, a1, a2,....., an 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.

4.7.2 application de la méthode de Muskingum

la première étape consiste à trouver la charge déversante au dessus du déversoir par la formule suivante :
on suppose B=50m pour un débit max Q=2300m3/s

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

$$Hmax = 7.66m$$

à partir de la courbe hauteur-surface on trouve la courbe de tendance qu'on vas l'utiliser pour la détermination de la courbe caractéristique du barrage.
le graphe ci-dessous montre la courbe de tendance des surface en fonction de la cote.

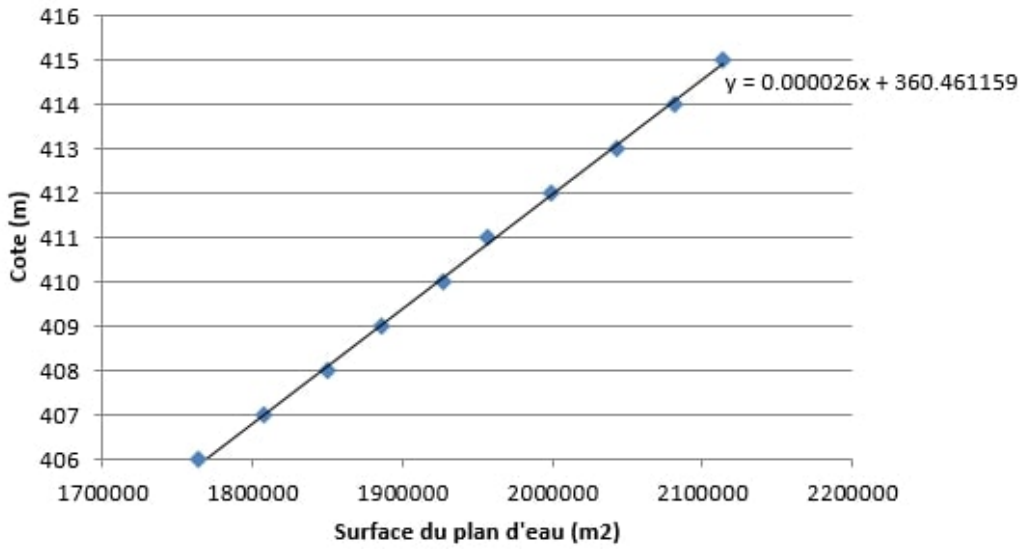


FIGURE 4.9 – Courbe de tendance des surfaces en fonction de la cote

La relation trouvée est : ($y = 0.000026x + 360.46$) avec un coefficient de corrélation $R^2 = 0.996$

Maintenant on peut tracer la courbe caractéristique du barrage $f(Q_s) = (2S/\Delta t + Q_s)$:
H : varie entre 0 et la hauteur maximale 7.66 m.
S : est déterminée en utilisant la courbe Surface-hauteur.

Le tableau suivant regroupe les résultats trouvés pour des valeurs choisi de H :

TABLE 4.26 – la courbe caractéristique du barrage

Cote	H	Surface	S(m3)*10^6	O(m3/s)	2S/Dt+O
406	0	11516154	0	0	0

407	1	11578654	11578654	108.521449	25838.8637
408	2	11641154	23282308	306.945011	52045.4072
409	3	11703654	35110962	563.893993	78588.254
410	4	11766154	47064616	868.171596	105456.207
411	5	11828654	59143270	1213.30669	132642.796
412	6	11891154	71346924	1594.93306	160143.653
413	7	11953654	83675578	2009.84537	187955.574
413.766	7.66	12001529	91931712	2300.69337	206593.387

On utilise cette courbe pour avoir l'hydrogramme de crue sortante.
le tableau ci-dessous donne les résultats du laminage pour une largeur déversante de 50 m avec une charge de 7.66m :

TABLE 4.27 – résultats de calcul de l'hydrogramme de crue pour une largeur de 50 m

T(h)	I	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	O
0	0	0	0	0	0
1	9	9.00687812	9.00687812	8.37459528	0.31614142
2	36	45.0343906	53.4089859	49.6703569	1.86931451
3	81	117.089416	166.759772	155.086588	5.83659204
4	144	225.171953	380.258541	353.640444	13.309049
5	225	369.282003	722.922447	672.317875	25.3022856
6	324	549.419565	1221.73744	1136.21582	42.7608104
7	441	765.58464	1901.80046	1768.67443	66.5630161
8	576	1017.77723	2786.45166	2591.40004	97.525808
9	730	1305.99733	3897.39737	3624.57955	136.408908
10	901	1630.24494	5254.82449	4886.98678	183.918857
11	1090	1990.52006	6877.50684	6396.08136	240.712739
12	1297	2386.8227	8782.90407	8168.10078	307.401642
13	1522	2819.15285	10987.2536	10218.1459	384.553877
14	1765	3287.51051	13505.6564	12560.2604	472.697974
15	2027	3791.89569	16352.1561	15207.5052	572.325465
15.98	2300	4326.54758	19534.0528	18166.6691	683.691847
16	2300	4600	22766.6691	21173.0023	796.833418
17	2194	4493.73255	25666.7348	23870.0634	898.335718
18	2091	4284.52238	28154.5857	26183.7647	985.410501
19	1991	4081.90886	30265.6736	28147.0765	1059.29858
20	1895	3885.78628	32032.8627	29790.5623	1121.1502
21	1801	3696.04898	33486.6113	31142.5485	1172.0314

22	1711	3512.59128	34655.1398	32229.28	1212.92989
23	1624	3335.30748	35564.5875	33075.0664	1244.76056
24	1540	3164.09191	36239.1583	33702.4172	1268.37054
25	1459	2998.83889	36701.2561	34132.1682	1284.54396
26	1381	2839.44274	36971.6109	34383.5981	1294.00638
27	1305	2685.79777	37069.3959	34474.5382	1297.42886
28	1233	2537.7983	37012.3365	34421.473	1295.43178
29	1163	2395.33866	36816.8116	34239.6348	1288.58841
30	1096	2258.31316	36497.948	33943.0916	1277.42818
31	1031	2126.61611	36069.7077	33544.8282	1262.43977
32	969	2000.14185	35544.97	33056.8221	1244.07395
33	910	1878.78467	34935.6068	32490.1143	1222.74624
34	853	1762.43892	34252.5532	31854.8745	1198.83936
35	798	1650.99889	33505.8734	31160.4623	1172.70557
36	746	1544.35892	32704.8212	30415.4837	1144.66874
37	696	1442.41332	31857.897	29627.8442	1115.0264
38	649	1345.05641	30972.9006	28804.7976	1084.05152
39	603	1252.1825	30056.9801	27952.9915	1051.9943
40	560	1163.68592	29116.6774	27078.51	1019.08371
41	519	1079.46099	28157.971	26186.913	985.528985
42	480	999.402018	27186.315	25283.273	951.521026
43	443	923.403327	26206.6763	24372.209	917.233671
44	408	851.359237	25223.5682	23457.9184	882.824887
45	375	783.164065	24241.0825	22544.2067	848.437887
46	344	718.71213	23262.9189	21634.5145	814.20216
47	314	657.897751	22292.4123	20731.9434	780.23443
48	286	600.615246	21332.5587	19839.2796	746.639554
49	260	546.758934	20386.0385	18959.0158	713.511347
50	236	496.223133	19455.2389	18093.3722	680.933363
51	213	448.902162	18542.2744	17244.3152	648.979603
52	192	404.69034	17649.0055	16413.5751	617.715193
53	172	363.481984	16777.0571	15602.6631	587.196999
54	153	325.171414	15927.8345	14812.8861	557.474208
55	136	289.652948	15102.5391	14045.3613	528.588867
56	121	256.820905	14302.1822	13301.0295	500.576378
57	106	226.569602	13527.5991	12580.6671	473.465968
58	93	198.79336	12779.4605	11884.8983	447.281117
59	81	173.386495	12058.2848	11214.2048	422.039967
60	70	150.243328	11364.4482	10568.9368	397.755685
61	60	129.258175	10698.195	9949.32131	374.436823

62	51	110.325357	10059.6467	9355.4714	352.087633
63	43	93.3391905	9448.81059	8787.39385	330.708371
64	36	78.1939953	8865.58784	8244.9967	310.295575
65	29	64.7840896	8309.78078	7728.09613	290.842327
66	24	53.0037919	7781.09992	7236.42293	272.338497
67	19	42.7474208	7279.17035	6769.62842	254.770962
68	15	33.9092948	6803.53772	6327.29008	238.12382
69	11	26.3837325	6353.67381	5908.91664	222.378583
70	9	20.0650524	5928.9817	5513.95298	207.514359
71	6	14.8475731	5528.80055	5141.78451	193.508019
72	4	10.6256131	5152.41013	4791.74142	180.334354
73	3	7.2934909	4799.03491	4463.10246	167.966222
74	2	4.74552512	4467.84799	4155.09863	156.37468
75	1	2.87603427	4157.97466	3866.91644	145.529113
76	1	1.57933692	3868.49577	3597.70107	135.397352
77	0	0.74975159	3598.45082	3346.55926	125.945779
78	0	0.39677822	3346.95604	3112.66912	117.143461

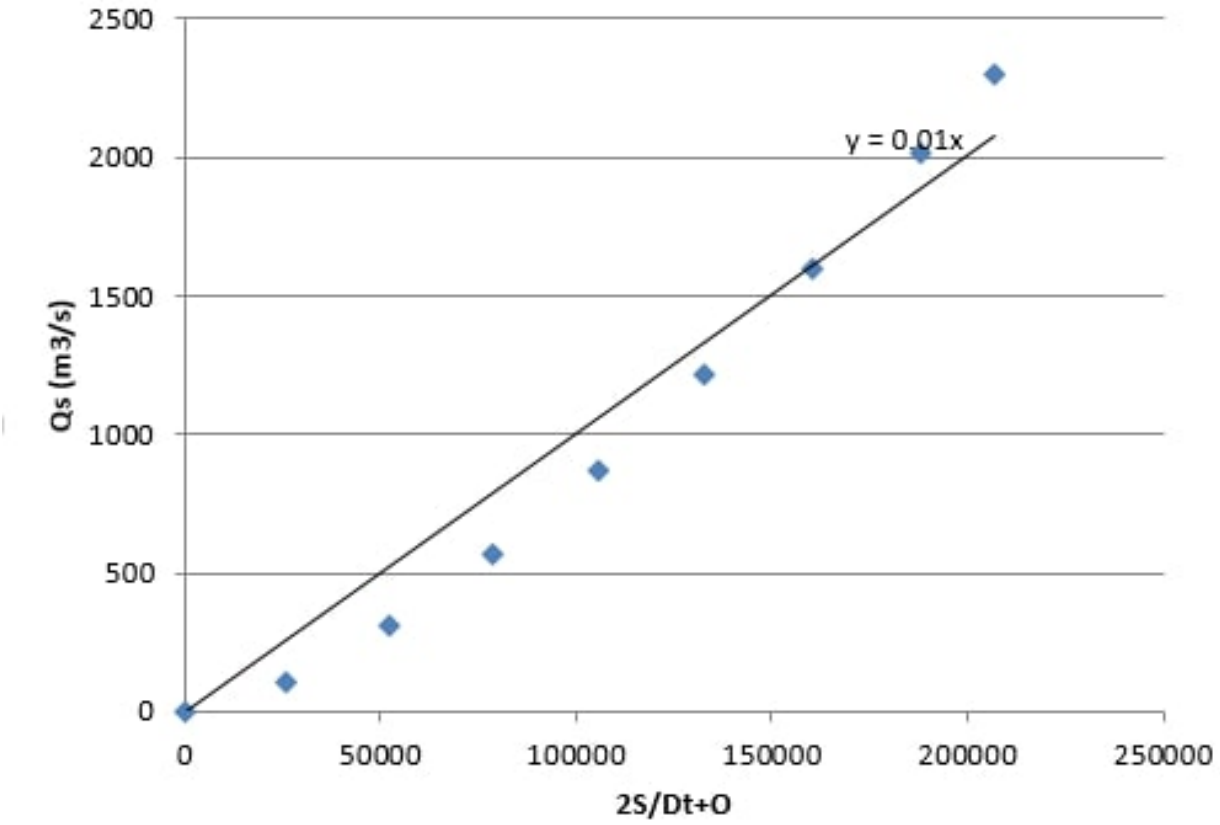


FIGURE 4.10 – La courbe caractéristique du barrage

TABLE 4.28 – Hydrogramme d'entré et les hydrogrammes de sorties pour différentes largeurs déversantes

	Hydro-		Hydrogrammes de sortie								
	gramme		B =	50	60	70	80	90	100	110	120
T(h)	I d'entré	I1+I2	Hd =	7.66	6.78	6.12	5.60	5.18	4.82	4.53	4.27
0	0	0	0		0	0	0	0	0	0	0
1	9	9	0		0	0	0	0	0	0	0
2	36	45	2		2	2	2	2	2	2	2
3	81	117	6		6	6	6	7	7	7	8
4	144	225	13		13	14	14	15	16	16	17
5	225	369	25		25	26	27	29	30	31	32
6	324	549	42		43	44	46	48	50	52	54
7	441	766	65		67	69	72	75	78	80	84
8	576	1018	95		98	101	105	109	114	117	123
9	730	1306	133		136	141	147	153	159	163	171
10	901	1630	180		184	189	197	205	214	219	229
11	1090	1991	235		241	248	258	268	279	285	299
12	1297	2387	301		307	316	329	342	355	363	380
13	1522	2819	376		385	395	411	427	443	453	474
14	1765	3288	463		473	486	505	524	543	555	580
15	2027	3792	561		572	588	611	633	656	670	699
15.98	2300	4327	670		684	702	729	755	782	798	832
16	2300	4600	781		797	818	848	878	908	927	966
17	2194	4494	881		898	921	954	987	1020	1040	1082
18	2091	4285	967		985	1009	1045	1079	1114	1135	1178
19	1991	4082	1040		1059	1084	1120	1155	1191	1213	1257
20	1895	3886	1102		1121	1146	1183	1218	1254	1275	1319
21	1801	3696	1153		1172	1197	1233	1268	1303	1324	1367
22	1711	3513	1194		1213	1238	1273	1307	1341	1362	1402
23	1624	3335	1226		1245	1269	1303	1336	1368	1388	1426
24	1540	3164	1250		1268	1291	1324	1355	1386	1404	1440

25	1459	2999	1267	1285	1306	1338	1367	1396	1413	1446
26	1381	2839	1278	1294	1315	1344	1371	1398	1413	1443
27	1305	2686	1282	1297	1317	1344	1369	1393	1407	1434
28	1233	2538	1281	1295	1313	1338	1361	1383	1395	1419
29	1163	2395	1276	1289	1305	1327	1348	1367	1378	1399
30	1096	2258	1266	1277	1292	1312	1330	1347	1357	1375
31	1031	2127	1252	1262	1276	1293	1309	1324	1332	1346
32	969	2000	1235	1244	1256	1271	1285	1297	1303	1315
33	910	1879	1215	1223	1233	1246	1257	1267	1272	1281
34	853	1762	1192	1199	1207	1218	1227	1235	1239	1245
35	798	1651	1167	1173	1180	1188	1195	1201	1203	1207
36	746	1544	1140	1145	1150	1157	1162	1165	1166	1167
37	696	1442	1111	1115	1119	1124	1126	1128	1128	1127
38	649	1345	1081	1084	1087	1089	1090	1090	1089	1085
39	603	1252	1050	1052	1053	1054	1053	1051	1049	1044
40	560	1164	1018	1019	1019	1018	1016	1012	1009	1002
41	519	1079	986	986	985	982	978	973	969	960
42	480	999	953	952	949	945	940	933	929	918
43	443	923	919	917	914	908	902	894	889	877
44	408	851	885	883	879	872	864	855	849	836
45	375	783	852	848	844	835	826	816	810	795
46	344	719	818	814	808	799	789	778	771	756
47	314	658	785	780	774	763	753	741	733	717
48	286	601	752	747	739	728	717	704	696	679
49	260	547	719	714	706	694	681	668	660	642
50	236	496	687	681	673	660	647	633	624	607
51	213	449	656	649	640	627	613	599	590	572
52	192	405	625	618	608	594	580	566	557	538
53	172	363	594	587	578	563	549	534	525	506
54	153	325	565	557	548	533	518	503	494	475

55	136	290	536	529	518	503	488	473	464	445
56	121	257	508	501	490	475	460	444	435	416
57	106	227	482	473	463	447	432	417	407	389
58	93	199	455	447	437	421	406	390	381	362
59	81	173	430	422	411	395	380	365	356	337
60	70	150	406	398	387	371	356	341	332	313
61	60	129	383	374	364	348	333	318	309	291
62	51	110	360	352	341	326	311	296	287	269
63	43	93	339	331	320	304	290	275	266	249
64	36	78	319	310	300	284	270	255	247	230
65	29	65	299	291	280	265	251	237	228	212
66	24	53	280	272	262	247	233	219	211	195
67	19	43	263	255	244	230	216	203	195	180
68	15	34	246	238	228	214	200	187	180	165
69	11	26	230	222	212	198	185	173	165	151
70	9	20	215	208	198	184	171	159	152	138
71	6	15	201	194	184	171	158	146	140	126
72	4	11	188	180	171	158	146	135	128	115
73	3	7	175	168	159	146	135	124	117	105
74	2	5	163	156	148	135	124	114	107	96
75	1	3	152	146	137	125	115	104	98	87
76	1	2	142	135	127	116	105	96	90	79
77	0	1	132	126	118	107	97	88	82	72
78	0	0	123	117	109	99	89	80	75	66

4.8 Etude d'optimisation

L'objectif de cette étude est de trouver la largeur optimale de l'évacuateur de crue qui correspond à la hauteur optimale de la digue, afin de réaliser l'aménagement le plus économique possible.
Pour cela, il est nécessaire d'évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour différentes largeurs d'évacuation correspondant à différentes hauteurs de la digue, afin de sélectionner la solution la plus économique.

4.8.1 La revanche

C'est la distanice verticale entre la crête de la digue (sans courbure) et le plan d'eau de la retenue. Le terme le plus spécifique est "normale". La revanche est définie comme la différence de niveau entre la crête et le niveau normal des eaux (NNE), qui est fixé par les calculs.

Calcule de la revanche

Formule de STEVENSON

Pour F $<$ 18 km

$$\mathrm{H} = 0,75 + 0,34 \cdot \mathrm{F}^{0,5} - 0,26 \cdot \mathrm{F}^{0,25}$$

Pour F $>$ 18 km

$$\mathrm{H} = 0,34 \cdot \mathrm{F}^{0,5}$$

Où
F - Le fetch en kilomètres

Formule de MOLITOR

Pour F $<$ 30 km

$$\mathrm{H} = 0,75 + 0,032.\ (\mathrm{U.F})\ )^{0,5} - 0,27\ \mathrm{F}^{0,25}$$

Pour F $>$ 30 km

$$\mathrm{H} = 0,032.(\mathrm{U} \cdot \mathrm{F})^{0,5}$$

Où U - La vitesse du vent mesurée à 10 mètres au-dessus du miroir d'eau du lac

Formule de MALLET-PAQUANT

$$\mathrm{H} = 0.5 + 0.33(\ \mathrm{F})^{0.5}$$

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

$$V = 1,5 + 2.H$$

On peut également estimer la revanche par la formule simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot F^{0,5}$$

La revanche consiste en une hauteur de sécurité pour protéger l'ouvrage contre les diverses crues. On la calcule en tenant compte du danger que représente le déferlement des vagues soulevées par les vents soufflant en tempête.

$$R = h + \frac{V^2}{2\ g} + S$$

Avec :

$$h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F}$$

4.8.2 Le tassement

Le tassement est calculé grâce aux formules suivante :
$T = 0.015 H_b$
$T = 0.001 {H_b}^{3/2}$
D'où :
T = Tassement de la crête du barrage.
H_b = Hauteur du barrage.

Les tassements sont estimés à 1.1 m.

4.8.3 Largeur en crête

La largeur en crête du barrage doit être suffisante pour qu'il n'y ait pas de circulation d'eau importante dans le barrage près de son couronnement lorsque le barrage est plein. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et éventuellement pour les entretiens ultérieurs.

Elle dépend de plusieurs facteurs et notamment des risques de tremblements de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein.

La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :
T.T.KNAPPEN :

$$b = 1,65 \cdot H^{0,5}$$

SIMPLIFIEE :

$$b = 3,6 \cdot H^{1/3} - 3$$

E.F.PREECE :

$$b = 1,1 \cdot H^{0,5} + 1$$

PRATIQUE :

$$b = (5/3) \cdot H^{0,5}$$

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

$$H_b = NNR - C_f + h_{dev} + R + t$$

TABLE 4.29 – Variation de la hauteur du barrage

b	H	NPHE	q	V forcé	R	T	Cote de la crête	Hb
(m)	(m)	(m)	(m3/s)	(Mm3)	(m)	(m)	(m)	(m)
50	7.66	413.66	1267	9.52	1.2	1.1	415.96	72.96
60	6.78	412.78	1285	9.06	1.2	1.1	415.08	72.08
70	6.12	412.12	1306	8.65	1.2	1.1	414.42	71.42
80	5.60	411.60	1338	8.29	1.2	1.1	413.90	70.90
90	5.18	411.18	1367	7.96	1.2	1.1	413.48	70.48
100	4.82	410.82	1396	7.66	1.2	1.1	413.12	70.12
110	4.53	410.53	1413	7.39	1.2	1.1	412.83	69.83
120	4.27	410.27	1446	7.14	1.2	1.1	412.57	69.57

TABLE 4.30 – Les largeurs en crête obtenues par les formules

For-mules	La largeur en crête b(m)							
	72.96	72.08	71.42	70.90	70.48	70.12	69.83	69.57
KNAPPEN	14.09	14.01	13.94	13.89	13.85	13.82	13.79	13.76
E .F.PREECE	10.40	10.34	10.30	10.26	10.23	10.21	10.19	10.18
Simplifiée	12.04	11.98	11.94	11.90	11.87	11.85	11.82	11.81
Pratique	14.24	14.15	14.09	14.03	13.99	13.96	13.93	13.90

4.8.4 Coût de l'évacuateur de crues

Coût du déversoir

un évacuateur non-controlé a surface libre type WES est le mieux adapté à notre site, à cause de l'efficacité élevée et la capacité d'évévacuation des grands débits .

pour obtenir la section transversale du deversoir type WES on utilise l'équation de profil du deversoir obtenue par expérimentation de l'USBR.

$$\frac{y}{H_0} = -K\left(\frac{x}{H_0}\right)^n \tag{4.62}$$

H : Charge sur le seuil ;
Y : Ordonnée du profil (m) ;
X : Abscisse du profil (m).
Le volume du déversoir sera :

$$\mathrm{V_d} = \mathrm{S} * \ \mathrm{B}$$

S : Section transversale (m^2).

B : Largeur De déversoir (m).

n et K sont des constantes qui dépendent de l'inclinaison de la facette amont du déversoir.

on opte pour un deversoir d'inclinaison 3 :1 donc d'apres les valeurs de h0 et H0 et les abaques USBR on tire les valeurs de n=1.83 et K=0.51

TABLE 4.31 – Coût de déversoir

b	H0	S	V	cout
(m)	(m)	(m2)	(m3)	(Da)
50	7.66	17.26	863	7767000
60	6.78	16.6	996	8964000
70	6.12	15.28	1069.6	9626400
80	5.60	14.18	1134.4	10209600
90	5.18	13.3	1197	10773000
100	4.82	12.64	1264	11376000
110	4.53	12.2	1342	12078000
120	4.27	11.98	1437.6	12938400

Coût coursier

selon les condition topographique on peut réaliser un coursier de 120 m de longueur et le volume du béton est égale a la longueur du coursier multiplier fois la section du coursier .

$$\mathbf{b}_{\text{coursier}} = (Q_{e,\ \max})^{0.4} \tag{4.63}$$

le tableau ci-dessous résume les résultats :

TABLE 4.32 – Coût de coursier.

B (m)	Hd (m)	Q (m3/s)	b coursier (m)	S béton (m^2)	V béton (m3)	Coût (DA)
50	7.66	1267	17.4	20.9	3661.9	32956749
60	6.78	1285	17.5	21.0	3678.3	33104307
70	6.12	1306	17.6	21.1	3699.1	33291930
80	5.60	1338	17.8	21.3	3728.3	33555062
90	5.18	1367	18.0	21.5	3755.3	33797906
100	4.82	1396	18.1	21.6	3781.6	34034094
110	4.53	1413	18.2	21.7	3797.0	34173397
120	4.27	1446	18.4	21.9	3826.8	34441080

Coût de canal d'approche

la réalisation d'un canal d'approche avant le déversoir est indispensable lors de la conception d'un évacuateur de crue afin de stabiliser l'écoulement avant le déversement

La hauteur totale du mur est déterminer par :

$$H_{ca} = H + R + P \tag{4.64}$$

Le volume du canal d'approche est déterminer par :

$$V = S \cdot e = L \cdot H_{ca} \cdot e \tag{4.65}$$

TABLE 4.33 – Coût du canal d'approche

B (m)	Hd (m)	Hca (m)	S (m^2)	V (m3)	Coût (DA)
50	7.66	14.66	31.73	1332.6	11993184
60	6.78	13.78	35.03	1471.1	13239659
70	6.12	13.12	38.50	1616.8	14551366
80	5.60	12.60	42.08	1767.3	15905747
90	5.18	12.18	45.74	1921.1	17289898
100	4.82	11.82	49.46	2077.3	18695737
110	4.53	11.53	53.22	2235.3	20117920
120	4.27	11.27	57.02	2394.8	21552760

Coût total du barrage

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

Table 4.34: Coût Totale du barrage.

B (m)	Hd(m)	Digue	Déversoir	Coursier	Canal d'approche	Evacuateur	Coût total
50	7.66	589918372	7767000	32956749	11993184	52716933	6420635305
60	6.78	576337700	8964000	33104307	13239659	55307966	631605666
70	6.12	566197902	9626400	33291930	14551366	57469696	6236067598
80	5.60	558281618	10209600	33555062	15905747	59670409	6179052027
90	5.18	551901416	10773000	33797906	17289898	61860804	6137602220
100	4.82	546631332	11376000	34034094	18695737	64105832	6107037164
110	4.53	542192298	12078000	34173397	20117920	66369317	6085601615
120	4.27	538393264	12938400	34441080	21552760	68932240	6070325504

La figure ci-dessous montre la courbe d'optimisation :

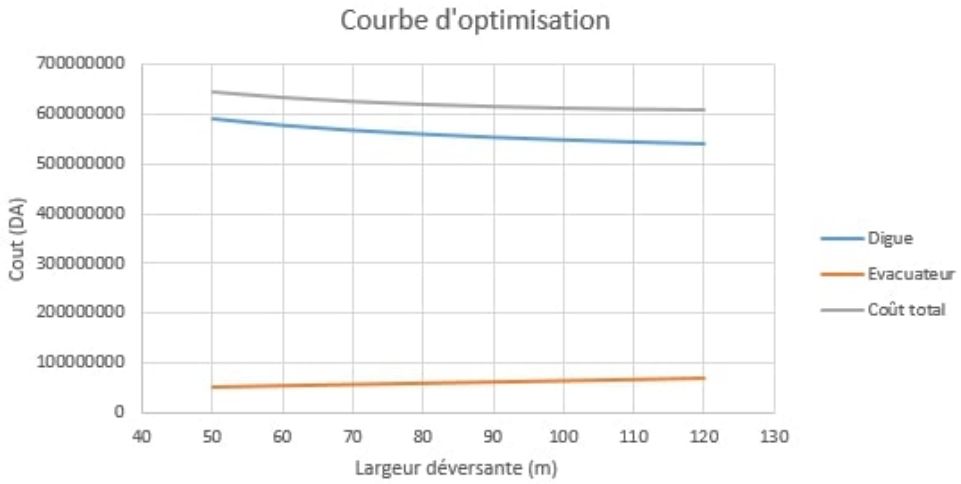


FIGURE 4.11 – La courbe d'optimisation

le tableau ci-dessous donne les résultat de l'optimisation :

TABLE 4.35 – récapitulatif de l'étude d'optimisation

Largeur déversante	Débit déversant	Lame déversante	Hauteur du barrage	Côte en crête
100	1396	4.82	70.12	413.12

4.8.5 conclusion

a la fin de ce chapitre on a pu avoir les données de départ pour la conception et du dimensionnement de notre digue et nos ouvrages annexes.
On récapitule les résultats de l'étude de la régularisation et du laminage des crues dans le tableau ci-dessous :

TABLE 4.36 – Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage

Denominations	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm3	17.83
Volume utile	Mm3	27.6
Volume au NNR	Mm3	45.43
Côte du fond	m NGA	343
Côte NNR	m NGA	406
Côte NPHE	m NGA	410.82
Côte en crête	m NGA	413.12
Largeur en crête	m	12
Largeur du déversoir	m	100
Charge déversée	m	4.82

CHAPITRE

5

DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE

5.1 Introduction

La digue d'un barrage est une structure artificielle construite pour retenir l'eau et former un réservoir ou un lac artificiel. Elle est généralement constituée d'un amas de matériaux tels que de la terre, du roc, du béton ou une combinaison de ceux-ci. La principale fonction de la digue est de contenir l'eau et de résister à la pression exercée par le réservoir.
Les digues peuvent être de différentes formes et tailles, en fonction des caractéristiques du site et des besoins spécifiques du barrage. Elles peuvent être rectilignes, en forme de voûte, en enrochement, en béton, ou une combinaison de ces types. Leur conception doit prendre en compte plusieurs facteurs tels que la hauteur du barrage, la pression de l'eau, la stabilité du sol, les contraintes sismiques, les conditions climatiques, etc.
Les digues sont généralement renforcées pour assurer leur stabilité et leur intégrité structurelle. Des systèmes de drainage sont souvent intégrés pour évacuer l'eau infiltrée et réduire la pression hydrostatique exercée sur la digue.
Il est important de noter que la digue joue un rôle crucial dans la sécurité d'un barrage. Une défaillance de la digue peut entraîner une rupture catastrophique du barrage, avec des conséquences graves telles que des inondations soudaines et des dommages importants aux infrastructures et aux populations situées en aval. Par conséquent, la construction, l'inspection régulière et l'entretien des digues sont des aspects essentiels de la gestion des barrages.

5.2 L'axe d'implantation

L'axe ou le site du barrage n'est pas choisi au hasard mais doit respecter plusieurs conditions à savoir : sociologiques, hydrologiques, topographiques, géologiques et hydrogéologiques, géotechniques et économiques. La projection de l'axe doit répondre à ces conditions :
L'axe doit être perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau.
La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement.
L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible pour des raisons économiques.

Trois axes ont été examinés dans l'Etude de Faisabilité (EF) de STUCKY/BG (2003-2007). Après l'examen détaillé in situ par le bureau d'étude grec ENB des conditions géomorphologiques en amont et en aval, du site de l'axe proposé par l'EF ainsi que des données des reconnaissances réalisées durant les Etudes de Faisabilité, le BE, en plus de l'axe retenu par l'EF, a identifié 3 nouveaux axes, un en aval et deux à l'amont de l'axe retenu par l'EF

l'axe D qui a pour coordonnées X = 287 826, Y = 3 869 249 a été proposé comme prioritaire pour les raisons suivantes :

-Les formations de l'unité téchnicogéologique I, où la fondation de la digue peut être réalisée, sont en général moins profondes (5,40-13,70m et 24m environ à la partie supérieure

du versant gauche) en rendant les conditions de fondation du noyau meilleures

-Les formations de l'unité téchnicogéologique II, où la fondation des recharges peut être réalisée, sont en général moins profondes (2,70-11,00m et 21m environ à la partie supérieure du versant gauche) en rendant les conditions de fondation des recharges meilleures.

5.3 Le choix de type du barrage

La nature de l'économie, de la topographie, de la morphologie de la vallée, de la géologie, de la géotechnique et des matériaux de construction nous guide dans le choix du type de barrage à construire. En raison de l'abondance des matériaux locaux, nous avons la possibilité d'envisager la construction de barrages en utilisant ces ressources disponibles sur place.

on note les types suivants :

5.3.1 Barrage en terre à noyau argileux

Le barrage à noyau argileux comporte un noyau central en argile (qui assure l'étanchéité), épaulé par des recharges constituées de matériaux plus perméables. Cette technique possède au moins deux avantages sur le barrage homogène ;les matériaux de recharge sont plus résistants que les matériaux argileux, on peut donc construire des talus plus raides et on contrôle mieux les écoulements qui percolent dans le corps du barrage.

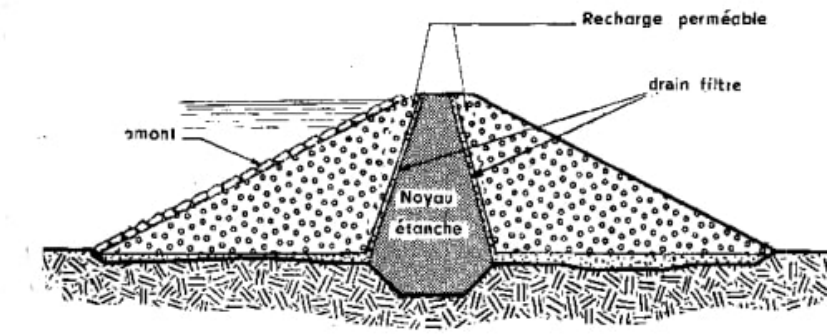


FIGURE 5.1 – Coupe type d'un barrage en terre à noyau argileux

5.3.2 Barrage en BCR (béton compacté au rouleau)

Un barrage en béton compacté au rouleau (BCR) est une structure de retenue d'eau conçue et construite à l'aide de béton compacté au rouleau. Le béton compacté au rouleau est un matériau constitué de ciment, de granulats et d'eau, qui est compacté à l'aide de rouleaux vibrants pour obtenir une densité élevée et une résistance adéquate. Les barrages en BCR sont généralement construits dans des régions où les matériaux rocheux appropriés pour la construction de barrages en béton conventionnel ne sont pas facilement disponibles.



FIGURE 5.2 – barrage en BCR en cour de réalisation

5.3.3 Barrage en enrochement à masque

La création d'une barrière imperméable centrale peut engendrer diverses problématiques, telles que le déficit de matériaux appropriés ou encore des défis liés à la mise en place pratique.

Le revêtement en béton, se positionnant contre la pente amont du barrage, opère comme un bouclier étanche. Bien qu'il bénéficie d'une réparabilité aisée, il demeure vulnérable face à une multitude d'agressions externes telles que les contraintes mécaniques, les variations thermiques, l'abrasion, entre autres.

Sa résistance aux forces exercées par l'eau provient du poids naturel du matériau, ce qui lui confère une certaine tolérance vis-à-vis des tassements et expose sa base à des pressions relativement modérées. Néanmoins, sa construction s'avère généralement onéreuse, principalement en raison des procédés complexes de fragmentation mécanique des roches préexistantes et de la mise en place du remblai.

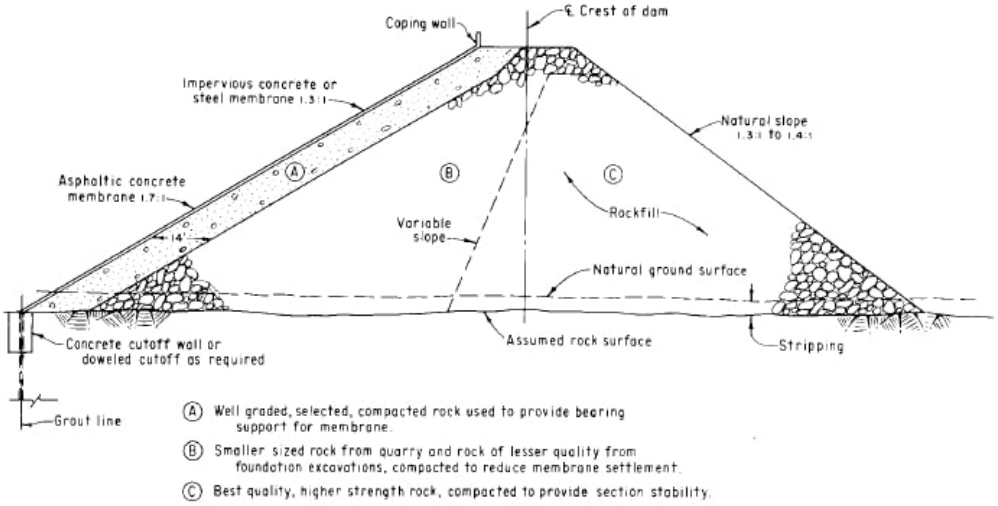


FIGURE 5.3 – Coupe type d'un barrage en enrochement à masque

5.4 Profil générale de la digue

5.4.1 Hauteur du barrage

Calcul de la revanche

Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$\mathbf{R} = 0,75 \cdot \mathbf{H} + \frac{\mathbf{v}^2}{2\ \mathrm{g}} \tag{5.1}$$

Donc : $\mathrm{R} = 1,29$ m

Formule de MALLET et PAOUANT :

$$\mathrm{R} = 0,75 \cdot \mathrm{H} + \frac{\mathrm{v}^2}{2\ \mathrm{g}} \tag{5.2}$$

Donc : $\mathrm{R} = 1,12$ m

Formule Simplifiée :

$$\mathrm{R} = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{\mathrm{F}} \tag{5.3}$$

Donc : $\mathrm{R} = 1,22$ m

Conclusion

la formule ci-dessous donne la hauteur du barrage :

$$\mathrm{H_b} = \mathrm{NNR} - \mathrm{C_f} + \mathrm{h_{dev}} + \mathrm{R} + \mathrm{t} \tag{5.4}$$

Les tassement dans les barrages en enrochement sont estimés à plus d'un mètre.

la hateur totale du barrage Hb=70.12 m .

5.4.2 Largeur en crête

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :
Formule de KNAPEN T :

$$b_{\mathrm{cr}} = 1.65 \cdot \sqrt{\mathrm{H_b}} \tag{5.5}$$

Donc : bcr = 10.38 m
Formule de E-F-PREECE :

$$b_{cr} = \left(1,1 \cdot \sqrt{H_b}\right) + 1 \tag{5.6}$$

Donc : bcr = 10.21 m
Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \tag{5.7}$$

Donc : bcr = 11.85 m
Formule pratique :

$$b_{cr} = 5/3\sqrt{H_b} \tag{5.8}$$

Donc : bcr = 13.96 m
Conclusion :

d'après les résultats ci-dessus on opte pour une largeur de crête égale à : $\mathbf{b_{crt} = 12m}$.

5.4.3 Longueur en crête :

La longuer en crête est calculée en référence au schéma d'aménagement, aboutissant à une valeur de L égale à 640 mètres.

5.4.4 Pente des talus :

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.
Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimal, comme montre le tableau ci après :

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

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage on choisi pour les calculs les pentes :
- Parement amont $\mathbf{m_1 = 3}$
- Parement aval $\mathbf{m_2 = 3}$

5.4.5 Les bermes :

Talus aval :
Une bermes est projetée au niveau du parement aval, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, donc nous aurons une berme de largeur 3 m et de pente 1% ; à la cote 358 m NGA .

5.4.6 Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus :

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

1- le talus aval : sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé au fur a mesure des travaux de terrassement. On fait un enrochement de pierre reposant sur

un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (1 m).

Remarque : On a évité d'enherber le parement du talus aval car les racines de la végétation risquent de favoriser des fissures au niveau du talus, on peut attendre à des glissements d'argile

2- le talus amont : sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues $\mathbf{h}_v$ et leur vitesse de propagation $\mathbf{V}$ par la formule suivante :

$$\mathrm{e} = \mathrm{C} \cdot \mathrm{V}^2$$

Où :
e : Epaisseur de 1'enrochement en [m] ;
V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s] ;
C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'enrochement.
On à un poids spécifique du Rip rap $\theta = 26.5\mathrm{KN/m}^3$, et une pente égale a 1/3,D'où La valeur de C est donnée 0.025 . Donc nous obtenons une épaisseur d'enrochement e = **0.35**m .

5.4.7 Etanchéité du barrage

Le Noyau :

Pour les deux premières variantes où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous avons équipé le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage. Vers le sommet, le noyau doit être monté au dessus du niveau des plus hautes eaux jusqu'à la crête du barrage. Il doit être protégé à sa partie supérieure par une couche de sable ou de préférence, en traitant le sommet du barrage en chemin avec une chaussée enrobé en bitumineux. Latéralement, nous disposons de part et d'autre du noyau un drain filtre.

Dimensionnement du noyau :

- Les fruits des talus du noyau : Détermination des fruits des talus du noyau par la méthode suédoise : Les fruits des talus sont déterminés en fonction du rapport suivant :

$$\frac{2 \cdot C_0}{\gamma_s \cdot H_n} \tag{5.9}$$

Ainsi en fonction de $\mathrm{tg}\,\varphi$ telle que :
C_0 : Cohésion.

φ : Angle de frottement interne.
γ_s : Densité
H^n : hauteur du noyau

La hauteur du noyau est donnée par la formule suivante :

$$\begin{aligned} \mathrm{H_n} &= \mathrm{H_b} - 1 \quad \Rightarrow \mathbf{H_n = 69m} \\ \frac{2 \cdot C_0}{\gamma_s \cdot H_n} &= 0.46 \text{ et } \operatorname{tg}\varphi = 17^\circ \end{aligned} \tag{5.10}$$

D'après l'abaque de calcul on opte pour des fruits de talus suivant :
- Talus amont est **0.5**
- Talus aval est aussi **0.5**
- La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :
$L_{n;x} = \frac{1}{6} \cdot H_b \Rightarrow \mathrm{L_{n,s}} = 7.67$ m. On adopte pour $\mathbf{L_n} = 8$ m - La largeur en base du noyau est donnée par la formule suivante :

$$\mathrm{L_b} = 2 \cdot \mathrm{m} \cdot \mathrm{H_n} + \mathrm{L_{n,s}} \Rightarrow \mathbf{L_b = 53m}$$

- La largeur moyenne du noyau est donnée par la formule suivante :

$$\delta_m = \frac{L_{n,s} + L_b}{2} \Rightarrow \delta_m = \mathbf{30.5}\mathrm{m}$$

- La cote en crête du noyau :
$\mathrm{N_{CN}} = \mathrm{C_{fond}} + 69 = 412\mathrm{mNGA}$

Les drains :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie avale du massif et au contact de celui-ci avec la fondation un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est le long du barrage et son rôle est de cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

Dimensionnement Du Drain Tapis :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain-tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

- La longueur du drain tapis est de :

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

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b = 263$ m]. Donc : $L_d = \frac{291}{4} = 72.7$ m

Dimensionnement du drain vertical :

Le drain vertical placé au centre du barrage constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical).
La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1 m, nous prenons une largeur de 2 m.
L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant, pour drainer les fondations, en assurant le lien entre le drain vertical et le drain tapis filtrant. Le niveau du drain vertical est arasé au niveau normal des plus hautes eaux à raison d'arriver aux points les plus hautes de saturation de remblai.

$$N_{dr} = N_{PHE} = 411 \text{ mNGA}$$

Dimensionnement du drain prisme :

- Hauteur : $H_p = (0,15 \div 0,2)H_b$
avec : H_b : Hauteur du barrage($H_b = 70.12$ m)

On prend $H_p = 0.2H_b$ On aura : $H_p = 9.2$ m

- Largeur en crête : On prend $b_p = 1/3\ h_{dr}$ Ce qui donne :

$$b_p = (1/3 \div 1/4)h_{dr}\ .$$
$$b_p = 3.5$$

- Fruits des talus :

$$m_1 = (1 \div 2.5)$$
$$m_2 = (1.5 \div 2.5)$$

Donc on prend : $\mathbf{m_2 = 2.5}$

$$m_1 = 2.5$$

5.5 Fixation du choix définitif du type de barrage :

L'insuffisance des quantités de matériaux fins dans les zones d'emprunt, ainsi que la disponibilité de matériaux rocheux de qualité dans toute la région, justifient le choix d'un barrage en enrochement à masque en béton. Ce type de barrage présente une fiabilité éprouvée, une facilité de réalisation et un coût relativement bas par rapport à d'autres types de digues.

Le recours à un barrage en enrochement à masque en béton permet de surmonter les contraintes liées à la disponibilité limitée de matériaux fins, qui sont essentiels pour la

construction de barrages en terre ou en enrochement traditionnel. De plus, la présence de matériaux rocheux de haute qualité dans la région offre une source abondante de matériau de construction adapté à ce type de structure.

En outre, les barrages en enrochement à masque en béton ont fait leurs preuves en termes de fiabilité et de durabilité. Le masque en béton assure une protection supplémentaire contre l'érosion et contribue à prolonger la durée de vie utile du barrage. De plus, la conception et la construction de tels barrages sont généralement plus rapides et moins coûteuses que celles des barrages en BCR.

En conclusion, le choix d'un barrage en enrochement à masque en béton semble être une décision judicieuse compte tenu des contraintes spécifiques liées à la disponibilité des matériaux dans la région, de sa fiabilité éprouvée et de son coût compétitif par rapport aux autres options. Cette approche devrait contribuer à la réalisation réussie de votre projet hydraulique.

Pour le choix de la variante, on a pris en considération : - Facilité de la réalisation ;
- Zones d'emprunts
- Existences de carrière de matériaux de construction ;
- Distance des zones d'emprunts ;
- Conditions climatiques (températures, précipitations,...) ;
- Sismologie ;
- Volume des matériaux de construction
- Dispositif d'étanchéité ;
- Technologie de réalisation, coûts.

Etude Technico-économique :

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.

Calcul des volumes :

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante : 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 :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi}$$

Où : 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 :

$$S_i = \frac{b_\sigma + B_{pi}}{2} \times H_{br}$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage. B_{Pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i »

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) \cdot H_{bi}$$

Où : m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval. Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$\mathbf{v}_b = \sum_{i=1}^{n} \mathbf{v}_i \quad \mathbf{v}_b = \sum_{i=1}^{n} \mathbf{v}_i$$

Avec :
d : Distance horizontale séparant deux sections successives Si et Si + 1 En effectuant le même calcul on aura le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes. Sur la base du volume de différents matériaux utilisés pour la construction du barrage pour les différentes variantes, et les prix unitaires pratiqués par l'agence nationale des barrages et du transfert (ANBT), nous déterminons les coûts des différentes variantes.

Barrage en terre à noyaux argileux

C'est une variante très simple et très étanche mais seulement, il faudrait disposer de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante de l'ordre de 1.5 à 2 fois le volume du remblai. Le degré d'hétérogénéité des matériaux de la zone d'emprunt ainsi que leur disponibilité en quantité insuffisante constituent un handicape majeur dans le choix de cette variante. Pour un barrage homogène en limon argileux ou en limon sableux graveleux d'une hauteur de 46 mètres.

Recharges (argile) :

N°	S_i (m^2)	S_{moy} ($\mathbf{m}^2$)	$d_i(m)$	Volume (m^3)
0	0	1241.3285	290	359985.265
1	2482657			
	2482.657	2930.205	290	849759.45
2	3377.753	3889.4675	290	1127945.58
3	4401.182			
		3118.2325	290	904287.425
4	1835.283	917.6415	290	266116.035
5	0			
Volume Total				3508093.75

Protection (RIP-RAP) :

N°	S_i (**m**^{2})	S_{moy} (m^2)	$d_i(m)$	Volume (m^3)
0	0	98.636	290	28604.44
1	197.272	214.275	290	62139.75
2	231.278	247.494	290	71773.26
3	263.71	217.228	290	62996.12
4	170.746	85.373	290	24758.17
5	0			
Volume Total				250271.74

Filtres et drains :

N°	S_i (m^2)	S_{moy} (**m**^{2})	$d_i(m)$	Volume (m^3)
0	0	77.5965	290	22502.985
1	155.193	180.0395	290	52211.455
2	204.886	219.053	290	63525.37
3	233.22	192.6165	290	55858.785
4	152.013	76.0065	290	22041.885
5	0			
Volume Total				216140.48

Volumes des sables

N°	S_i (m^2)	S_{may} (m^2)	$d_i(m)$	Volume (m^3)
0	0	6.045	290	1753.05
1	12,09	24.855	290	7207.95
2	37,62	45.085	290	13074.65
3	52,55	31.375	290	9098.75
4	10,20	5.1	290	1479
5	0			
Volume Total				32613.4

Barrage en BCR :

Le béton compacté au rouleau est en effet une variante durable et stable, mais sa mise en œuvre nécessite un effort significatif en termes de technicité et de quantité de béton utilisée.

Volume du BCR :

N°	S_i ($\mathbf{m}^2$)	S_{moy} ($\mathbf{m}^2$)	$d_i(m)$	Volume (m^3)
0	0			
1	1881.155	940.5775	290	272767.475
2	2619.725	2250.44	290	652627.6
	3439.69	3029.7075	290	878615.175
3				
4	1390.503	2415.0965	290	700377.985
5	0	695.2515	290	201622.935
Volume Total				2706011.17

Barrage en enrochement à masque

Calcul des volumes de recharges en enrochement

TABLE 5.1 – calcul des volumes de recharges en enrochement

N trc	Bpi (m)	Si (m2)	L (m)	Vi (m3)
1	117.6	2073.6	100	207360
2	223.2	7526.4	110	827904
3	243.4	8954.2	110	984960
4	150.6	3414.6	110	375606
5	111.0	1845.0	100	184500
			V tot	2580330

Calcul de volume du béton pour le masque

TABLE 5.2 – calcul de volume du béton pour le masque

N plot	L plot (m)	S plot (m2)	e béton (m)	V plot (m3)
1	100	3200	0.5	1600
2	110	7040	0.5	3520
3	110	7713.2	0.5	3856.6
4	110	4620	0.5	2310
5	100	3000	0.5	1500
			V tot	12786.6

5.5.1 Choix finale de la variante

Table 5.3: Comparaison économique des variantes

variante	materiaux	qtt (m3)	prix unit	cout (10^6 da)	totale
terre	recharges (argile)	3508093	800	2806.5	3600.5
	Rip-Rap	250271	2000	500.5	
	gravier (filtre et drains)	216140	1180	255.0	
	sable (filtre et drains)	32613	1180	38.5	
BCR	béton compacté au rouleau	271011	19000	5149.2	5149.2
avec masque	recharges (enrochement)	2583000	800	2066.4	2366.4
	béton armé	12000	25000	300.0	

Après une analyse technique et économique approfondie des trois variantes, le choix final s'est porté sur le barrage en enrochement à masque en raison de sa facilité d'exécution, de son coût relativement bas et de la disponibilité des matériaux dans la région. Cette décision est étayée par des considérations rationnelles et permettra la réalisation efficace et économique du projet.

5.6 étude détaillés de la digue :

5.6.1 Le masque en béton :

Selon le livre américain "design of small dams" le béton armé est plus couramment utilisé que tout autre type de membrane imperméable. Dans la plupart des cas, ces revêtements ont bien fonctionné pour les remblais en enrochement correctement compactés ; les fuites sont restées dans des limites acceptables et les réparations ont été mineures. L'épaisseur de la dalle et les exigences en matière d'armature ont généralement été déterminées par l'expérience ou les précédents afin de satisfaire les critères suivants :

-Faible perméabilité

-Une résistance suffisante pour franchir les zones affaissées de la paroi.

-une grande résistance aux intempéries.

-une flexibilité suffisante pour tolérer le tassement du remblai d'enrochement compacté.



FIGURE 5.4 – masque en béton en cours de réalisation 1 (barrage Djedra W.Souk Ahrass)

Pour un petit barrage sur une fondation stable, une dalle en béton armé d'une épaisseur minimale de 24 centimètres est recommandée. Le béton doit être dense, durable, résistant aux intempéries et avoir une faible perméabilité . Si un tassement de la fondation pourrait se produire, ou si d'autres facteurs tels que des conditions sismiques existent, il serait judicieux d'augmenter l'épaisseur de la membrane. La quantité d'armature en acier doit répondre aux exigences généralement acceptées, soit 0,5 pour cent de la section transversale du béton. Cette armature doit être placée à la fois horizontalement et verticalement en une seule couche au centre de la dalle.

En raison de la faible hauteur du réservoir et de la petite quantité de tassement prévue, il n'est généralement pas nécessaire d'incorporer des joints de dilatation horizontaux ou verticaux dans les revêtements en béton armé pour les petits barrages. Des joints verticaux pourraient être nécessaires pour compenser l'expansion horizontale dans le cas de barrages bas d'une longueur considérable, et sont souvent utilisés pour faciliter la construction de la façade. Des joints en polychlorure de vinyle ou en caoutchouc doivent être utilisés pour assurer l'imperméabilité le long de ces joints.

L'épaisseur de béton est calculée par la formule suivant : $E = 0.3 + 0.001 * H_b$

pour notre barrage on vas opter pour une épaisseur du masque de 50 cm pour des raison de sécurité et d'étanchiété .



FIGURE 5.5 – masque en béton en cours de réalisation 2

5.6.2 Les recharges :

Une transitions des alluvions « propres » et « non-propres » des terrasses de l'Oued El Arab peuvent être utilisées pour la construction des recharges du barrage, suite à un pre-traitement par criblage et cassage des gros blocs de calcaire de l'Oued et des excavations des alluvions pour la fondation du barrage.



Figure 7-13.—Placement of fine and coarse filter material. For the 55-foot-high New Exchequer Saddle Dike, California. (Tudor Engineering Co. photograph). 288–D–2881.

FIGURE 5.6 – la mise en place des recharges (filtre)(USBR design of small dams P-301)

une première couche de deux mètres d'alluvions propre doit être poser pour jouer le role d'un filtre , Cette couche doit être suivie par une autre transition d'alluvions non propres comme des recharges .

Des plinthes en béton ordinaire doivent entre mise entre le filtre et le masque.

Ces produits présentent des propriétés satisfaisantes comme suivi :



FIGURE 5.7 – Filtre en cours de réalisation

Le coefficient de I'essai Los Angeles varie à la fraction $10 - 14$ mm de $22,28\%$ à $22,85\%$ $< 40\%$, donc acceptable.

Le coefficient de l'essai Micro-deval varie à toutes les fractions de $18,02\%$ à $24,56\% < 30\%$, donc acceptable.

La dégradabilité au sulfate de magnésium varie de $6,95\%$ à $10,80\%$ avec une valeur moyenne égale à $8,88\%$.

5.6.3 Protection aval :

Selon l'USBR la protection aval de la digue en enrochement sera faite par des bloc de diamètre mediane de 50 cm placées par couche et arrosées jusqu'à la crète du barrage.



Figure 7-6.—Granite rockfill on downstream face of Montgomery Dam, Colorado. CH–520–150.

FIGURE 5.8 – protection aval par enrochement (USBR design of small dams P-296)

5.6.4 Couverture du masque

un remblais de 10 mètres d'hauteur sera mise en place au pied du masque amont par de transition, la première en sol pulvérulent en contact direct avec le masque et la deuxième en tout-venant de l'oued avec des épaisseurs réciproque de 5 mètres chacune .

5.7 conclusion

En conclusion de ce chapitre sur le dimensionnement de la digue, nous pouvons constater que la réalisation de cette structure massive représente un défi considérable en ingénierie hydraulique. Avec la variante de barrage en enrochements à masque amont en béton un volume total d'environ 2,6 millions de mètres cubes de recharges, ainsi que de matériaux de

carrière, cette digue nécessite une quantité impressionnante de matériaux pour sa construction.

Le masque en béton, d'un volume d'environ 12 800 mètres cubes, est essentiel pour assurer l'intégrité structurelle et la durabilité de la digue ainsi que l'étanchéité. La hauteur imposante de 70,12 mètres et la largeur généreuse de 640 mètres, avec une largeur en crête de 12 mètres, témoignent de l'ampleur de ce projet. Il s'agit d'une structure vitale pour la gestion des ressources hydriques .

Le dimensionnement minutieux de la digue, en prenant en compte les volumes de matériaux nécessaires et les caractéristiques de la structure, est essentiel pour garantir sa fonctionnalité et sa sécurité. Ce chapitre jette les bases d'une conception robuste et bien pensée qui contribuera à la protection des terres environnantes et à la gestion efficace des eaux.

Le succès de ce projet dépendra non seulement de la planification et de l'ingénierie précises, mais aussi de l'exécution minutieuse de la construction, de la surveillance continue et de la gestion à long terme pour maintenir la fiabilité de la digue face aux défis futurs.

CHAPITRE

6

DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES ANNEXES

6.1 Les ouvrages annexes

6.2 L'évacuateur de crues

Les évacuateurs de crues sont des structures hydrauliques conçues pour évacuer en toute sécurité l'excès d'eau d'un barrage ou d'un réservoir, afin de prévenir les inondations et de maintenir l'intégrité structurelle du barrage. Ils servent de débouchés contrôlés pour libérer de l'eau lorsque le niveau d'eau dans le réservoir dépasse un certain seuil.

Ils peuvent prendre différentes formes, chacune adaptée à des conditions spécifiques et à des considérations de conception. Voici quelques types courants de déversoirs :

Free Overflow Spillway :
Il s'agit du type le plus simple, où l'eau s'écoule librement par-dessus la crête du barrage. Il est souvent utilisé pour les petits barrages et dans les cas où le terrain en aval peut gérer l'eau supplémentaire.

Side Channel Spillway :
Lorsque le barrage possède un canal séparé à côté, le déversoir en canal latéral dévie l'excès d'eau à travers un canal distinct, évitant l'érosion à la base du barrage.

Siphon Spillway :
Ce type utilise un système de siphon pour aspirer l'eau du réservoir par-dessus la crête du barrage, réduisant ainsi le niveau d'eau. Il est utilisé pour des débits relativement faibles.

Tunnel Spillway (or Submerged Chute) :
Ce type achemine l'eau à travers un tunnel vers un canal en aval, particulièrement utile lorsque le terrain en aval ne peut pas gérer de grands débits.

La nature et la topographie du terrain et les exigences techniques nous pousse vers le choix d'un évacuateur de crue latérale à entonnement frontale installé à la rive droite pour des raison de stabilité avec deux variantes de déversoir (déversoir réctangulaire et déversoir bec de canard (duckbill) .

6.3 Evacuateur de crue latérale à entonnement frontale

6.3.1 Le canal d'approche

Le canal d'approche est un canal artificiel qui guide le flux depuis le réservoir jusqu'à la déversoir. Étant donné que les déversoirs en cascade sont situés sur les flancs, il devient nécessaire de créer un passage pour le flux depuis le réservoir jusqu'à la structure du

déversoir. Deux considérations hydrauliques principales entrent en jeu dans la conception du canal d'approche. Tout d'abord, la longueur et la disposition du canal doivent être telles qu'elles entraînent une perte minimale de charge. Deuxièmement, le flux approchant du déversoir doit être distribué aussi uniformément que possible. Ceci est important car un flux inégal sur le déversoir créerait des conditions de flux insatisfaisantes sur la chute et dans le dissipateur d'énergie.

Plusieurs dispositions sont possibles en fonction de la topographie et d'autres conditions du site. Cependant, une étude de modèle hydraulique est généralement menée pour élaborer une disposition satisfaisante répondant aux objectifs énoncés ci-dessus. Sur la base des résultats de plusieurs études de modèles, certaines lignes directrices sont disponibles pour élaborer une disposition préliminaire.

Le lit du canal d'approche en aval de la crête du déversoir peut être au moins égal à 1/5e de la hauteur de conception du déversoir et la vitesse d'approche pour le débit de conception ne doit généralement pas dépasser 3 m/s. Dans certains cas, une vitesse pouvant atteindre 6 m/s a été autorisée (barrage de Beas, Inde).

Un alignement rectiligne du canal d'approche donnerait lieu à une distribution presque uniforme du débit sur le déversoir. Cependant, dans la majorité des conceptions, la longueur rectiligne immédiatement en amont du déversoir doit être limitée au minimum en raison d'excavations importantes sur la colline et, par conséquent, une disposition courbe devient inévitable. Une longueur rectiligne minimale de l'ordre de 1 à 1,5 fois la largeur

$$\mathrm{V_a} = \frac{\mathrm{q_{ev}}}{\mathrm{S_c}} \tag{6.1}$$

AN :

$$H = 4.82m$$
$$B = 100m$$
$$Q = 1396m3/s$$

Selon l'USBR la hauteur du pelle est :

$$0,4 < \frac{P}{H} = 1,6$$
$$P = 5 \text{ m}$$
$$h = P + H = 5 + 4,82$$
$$h = 9,82 \text{ m}.$$

la vitesse d'approche est :

$$V_a = \frac{\mathrm{Qev}}{\mathrm{S}_c}$$
$$\mathrm{Sc} = b \times h$$
$$V_a = \frac{1396 \text{ m}^3/\text{s}}{100(5 + 4,82)\text{m}^2}$$
$$V_a = 1,42 \text{ m/s}$$

la vitesse d'approche est inférieure à la vitesse admissible . donc la condition est vérifiée .

Pente du canal d'approche (chanel slope)

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{2/3} I_0^{1/2} \tag{6.2}$$

Donc : $R = \frac{S}{P}$ et $\mathrm{I}_0 = \left(\frac{n \cdot Q}{S \cdot R^{\frac{2}{3}}}\right)^2$
Q : =1396 m^3/s.
S : =982 m^2.
P : =119.64 m.
R : = 8.21 m.
n = 0.014 pour le canal en béton
I_0 : pente du fond.

AN :
$\mathrm{I}_0 = \mathbf{0,0024}\%$

Hauteur du mur

La hauteur totale est égale àn :

$$\mathrm{H_m} = \mathrm{P} + \mathrm{H} + \mathrm{Re} \tag{6.3}$$

La revanche est égale à :

$$Re = 0.6 + 0.05^{*} V^{*} (H)^{1/3} \tag{6.4}$$

AN :

$$\mathrm{Re} = 0.75 \text{ m}$$

et

$$\mathrm{H_m} = 10.5 \text{ m}$$

Longueur du canal

La longueur du canal est fixée selon la topographie du terrain et les recommandation de l'USBR donc L= 100 m.

6.4 Le déversoir

6.4.1 Déversoir rectangulaire :

Les formes de la crête du deversoir ont été étudiées dans les laboratoires hydrauliques de l'USBR avec différentes profondeurs d'approche. Les surfaces supérieure et inférieure de la nappe ont été soigneusement mesurées pour différentes débits et vitesses d'approche. Sur la base de données expérimentales, y compris celles de Bazin, le Bureau a développé les coordonnées des surfaces de nappe pour les déversoirs verticaux et en pente amont. Les résultats sont bien documentés dans la publication de l'USBR intitulée "Design of Small Dams" (1960). Les profils sont définis par rapport aux axes de coordonnées au sommet de la crête. La partie en amont de l'origine est définie comme un arc circulaire composé. La partie en aval est définie par l'équation suivante :

$$(\mathrm{y}/\mathrm{H_d}) = -\mathrm{K}\,(\mathrm{x}/\mathrm{H_d})^{\mathrm{n}} \tag{6.5}$$

H_d = Hauteur de conception
K et n sont des constantes dont les valeurs dépendent de l'inclinaison amont et de la vitesse d'approche.

Sur la base des données de l'USBR, le Corps des ingénieurs de l'armée américaine, WES (1952), a élaboré plusieurs formes standard, désignées sous le nom de formes standard de déversoir du WES, représentées en aval de l'axe de la crête par l'équation :

$$x^n = K H_0^{(n-1)} y \tag{6.6}$$

où :

X et Y sont les coordonnées du profil de crête avec l'origine au point le plus élevé de la crête du déversoir.

H_d = hauteur de conception incluant la hauteur de vitesse de l'écoulement d'approche.

K et n sont des paramètres dépendant de la pente de la face amont.

l'equation du quadrant aval du profil suit l'équation suivante :

$$\mathrm{X}^{1.85} = \mathrm{K}\mathrm{H}_\mathrm{d}^{0.85}\mathrm{Y} \tag{6.7}$$

Pour notre déversoir on vas opter pour une inclinaison de parement amont de 3 :1 ; l'équation du profil du parement aval est la suivante :

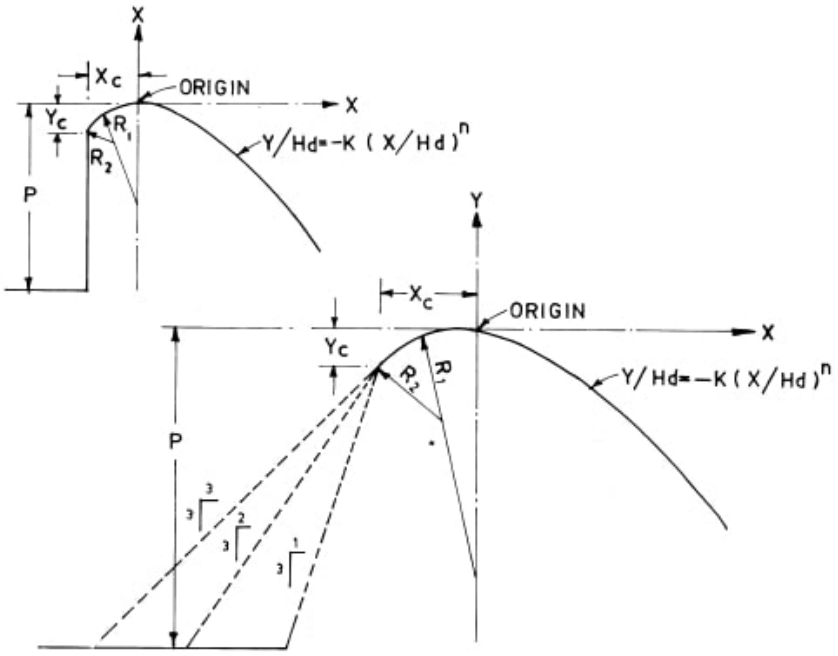


FIGURE 6.1 – Profils de crête standard USBR

$$X^{1.836} = 1.936\mathrm{Hd}^{0.836}Y \tag{6.8}$$

L'équation du point Xc du début du profil amont est la suivante :

$$Xc = 0.257\mathrm{Hd} \tag{6.9}$$

Les rayons des deux arcs reliant le début du quadrant amont et le créte du déversoir est la suivante :

$$\mathrm{R}_1 = 0.68\mathrm{Hd} \tag{6.10}$$

$$R_2 = 0.21\mathrm{Hd} \tag{6.11}$$

AN :

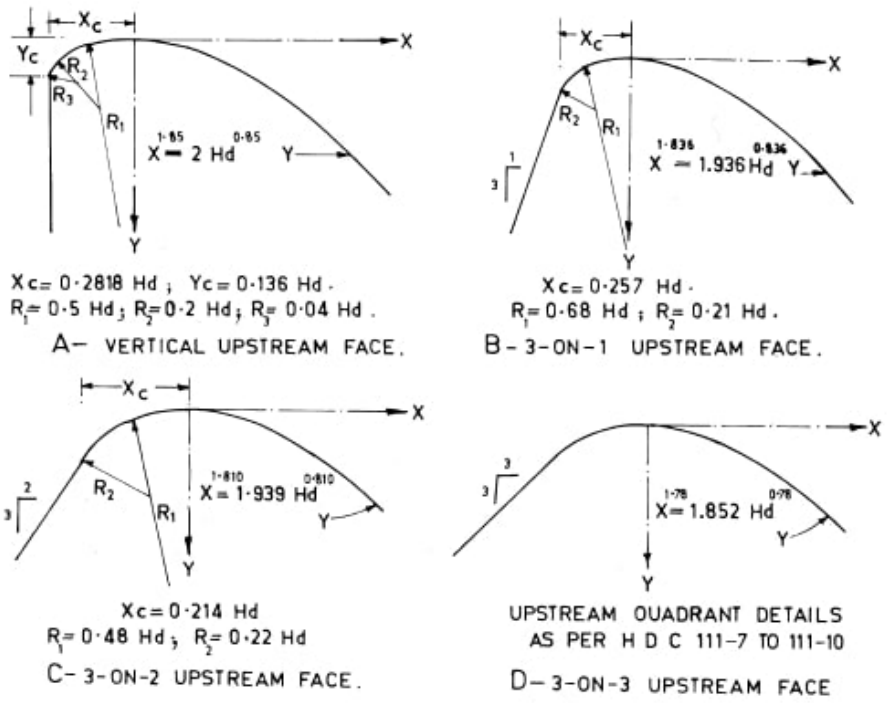


FIGURE 6.2 – Profils de crête standard du WES

Calcule de la charge déversante :

$$H_d = H_0 + \frac{V_a^2}{2g}$$
$$H_d = 4,82 + 0,1$$
$$H_d = 4,92 \text{ m}$$

Calcule de l'attribut du point Xc :

$$x_c = 0,257(4,92)$$
$$x_c = 1,26 \text{ m}$$

Calcule des rayons R1 et R2 :

$$R_1 = 0,68\text{Hd}$$
$$R_1 = 3,35 \text{ m}$$

$$R_2 = 0,21\text{Hd}$$
$$R_2 = 1,03 \text{ m}$$

on vas utiliser ces résultats pour le dessin du profil du déversoir type WES 3 :1.
l'atribut du point Xt du raccordement du pied du déversoir avec le convergent est définit par l'équation suivante :

$$\begin{aligned} &X_{DT} = 0,485 H_\alpha \cdot (K\alpha)^{1,176} \\ &tq : \\ &k = 1,936 \\ &\alpha = 2. \end{aligned} \tag{6.12}$$

AN :

$$\begin{aligned} &X_{DT} = 0,485(4,92)(1,936.2)^{1,176} \\ &X_{DT} = 11,73 \text{ m} \end{aligned}$$

6.4.2 Duckbill (bec de canard) :

Un "duckbill spillway" est une forme particulière de déversoir en labyrinthe, comme son nom l'indique. Il est généralement composé de segments courbés dans sa forme en plan, ainsi que des formes rectangulaires ou trapézoïdales . Cette conception est adaptée aux sites où les parois du déversoir doivent être construites en maçonnerie ou en béton, et où la forme en plan peut être ajustée en fonction de la nécessite , entre autres facteurs. L'eau excédentaire qui s'écoule sur les côtés du déversoir est collectée dans une goulotte puis dirigée à travers un canal de décharge vers le dissipateur d'énergie.

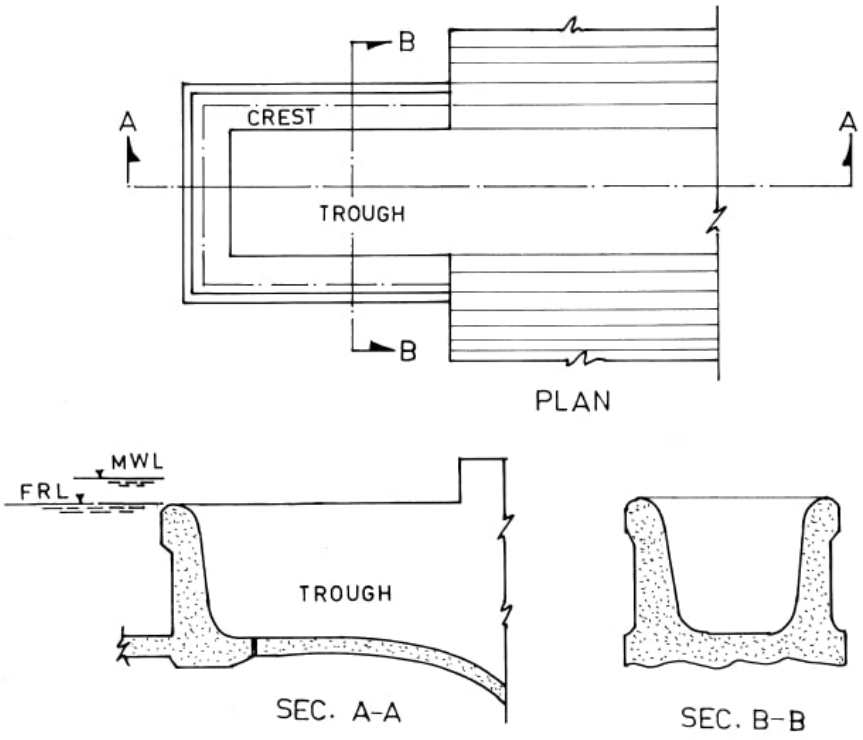


FIGURE 6.3 – schéma illustrant un déversoir bec de canard

Le débit traversant un déversoir en forme de bec de canard (duckbill spillway) serait généralement inférieur à celui passant sur un déversoir droit équivalent ayant la même longueur que les trois segments du déversoir en forme de bec de canard. Cette réduction est due à un coefficient de décharge réduit pour le déversoir en forme de bec de canard en raison de l'effet de coin, par rapport à un déversoir droit standard ayant le même profil de crête. La procédure est expliquée ci-dessous :

-Pour déterminer la largeur déversante (L_S) d'un déversoir en alignement droit, étant donné le débit maximal de conception (Q_D), la hauteur de conception (H_D), et un coefficient de

décharge connu (C_{d_s}), on utilise la formule suivante :

$$L_s = \frac{Q_D}{C_{ds} H_D^{1.5}} \tag{6.13}$$

Où : - L_S est la largeur déversante.
- Q_D est le débit maximal de conception.
- C_{d_s} est le coefficient de décharge pour la section du déversoir.
- H_D est la hauteur de conception.

Il vous suffit de substituer les valeurs de Q_D, C_{d_s}, et H_D dans cette formule pour calculer la largeur (L_S) du déversoir en alignement droit.

-Déterminez la configuration du déversoir en forme de bec de canard, rectangulaire ou trapézoïdale, de manière à ce que sa longueur d'essai L_{D1} soit supérieure à L_S.

-Calculez l'effet de coin ld = [e/(1 − f)], où e et f sont des fonctions de l'angle de coin Φ du déversoir en forme de bec de canard, comme illustré dans la Figure 6.4 .

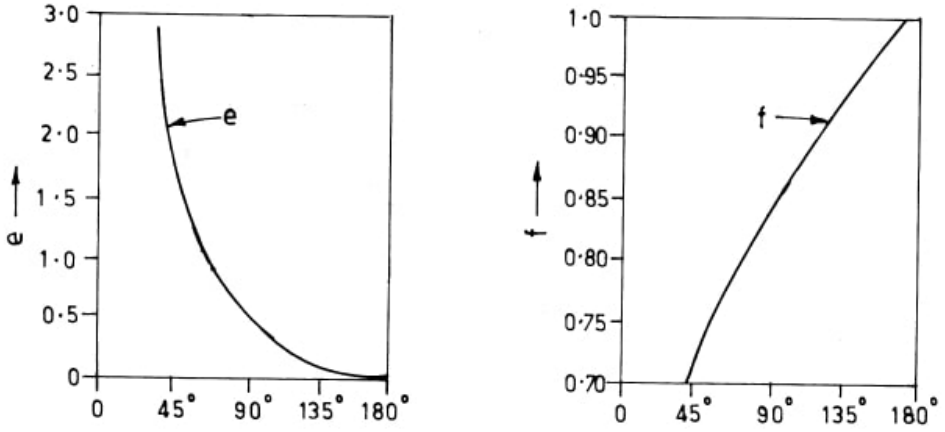


FIGURE 6.4 – e et f en fonctions de l'angle de coin

-Calculez le coefficient de réduction C_r comme suit :

$$C_r = 1 - \frac{2ld}{L_{D1}} \tag{6.14}$$

- Le débit sur le déversoir en forme de bec de canard avec une largeur d'essai L_{D1} est donné par :

$$Q_1 = C_r.C_{ds}.L_{D1}.H_D^{1.5} \tag{6.15}$$

-Si $Q_1 \neq Q_D$, répétez l'essai avec une autre largeur L_{D2} jusqu'à ce que le débit calculé à l'étape 5 corresponde au débit de conception.

-La largeur totale du déversoir en forme de bec de canard doit être ajustée de manière à :

$$L_D = 2L_1 + L_2 \tag{6.16}$$

-Avec :

$$L_2 > 2L_d$$

application :
On calcule la largeur du deversoir rectangulaire Ls :

$$L_s = \frac{Q_D}{C_d H_D^{1.5}} = \frac{2300}{2.2 \times 4.92^{1.5}} = 100 \text{ m} \tag{6.17}$$

On prends $L_{D1} = 120$ m

On tire les valeurs de e et f à partir de la Figure 6.4 : $e = 0,21$ et $f = 0,9$ pour $\phi = 120°$.

On calcule le coefficient de réduction Cr :

$$C_r = 1 - [(2 \times 2.1)/120] = 0.965 \tag{6.18}$$

On calcule le valeur du débit :

$$Q_1 = 0.965 \times 2.2 \times 120 \times 4.92^{1.5} = 2536 \text{ m3} \tag{6.19}$$

La valeur obtenue du débit est supérieur au débit du dimensionnement.

Avec $L_{D2} = 110m$

$$C_r = 0.961$$

Donc :

$$Q_2 = 0.961 \times 2.2 \times 110 \times 4.92^{1.5} = 2349 \tag{6.20}$$

La valeur est acceptable.

Par conséquent, la longueur totale du déversoir en forme de bec de canard devrait être de 110 mètres, et 110 = 2 × L1 + L2, avec L2 > 2 × L1, soit L1=60m et L2=25m .

Choix du déversoir :

A l'avis du concepteur le deuxième type du déversoir est réservé pour les cas ou on fera appelle à ces techniques innovants , le choix classique d'un déversoir rectangulaire est préférable pour plusieurs avantages tel-que la facilité d'exécution , la possibilité d'augmentation du niveau de barrage au fils du temps (avec les hausse fusibles) . Donc on vas opter pour un déversoir rectangulaire pour notre évacuateur de crues.

6.5 le convergent

Réduire la largeur d'une chute immédiatement en aval du déversoir n'est pas recommandé, car le flux des extrémités des travées sera obstrué par les parois convergentes, créant ainsi des conditions de flux défavorables. Une longueur droite de la chute, d'au moins une largeur de déversoir, est prévue avant d'introduire la convergence de la chute.
Le convergent est une structure située entre le déversoir et le coursier. Sa largeur au début est identique à celle du déversoir et elle se termine avec la même largeur que celle du coursier. Son rôle principal est de diriger les filets d'eau vers le coursier en provoquant une augmentation du niveau de la surface de l'eau à l'entrée du coursier.

on applique le théorème de conservation d'énergie entre la crete du deversoir et son pied aval :

$$\begin{aligned} P + H_0 &= \frac{V_1^2}{2g} + y_1 \\ V_1 &= \frac{q}{y_2} \\ P_+ H_0 &= \frac{q^2}{2g y_1^2} + y_1 \end{aligned} \tag{6.21}$$

on tire une équation de troisième ordre et la solution est :

$$y_1 = 1,05 \text{ m}$$

la charge dans le pied du déversoir est égale à 1.05 m.

le schéma ci-dessous montre les différentes formes du convergent.

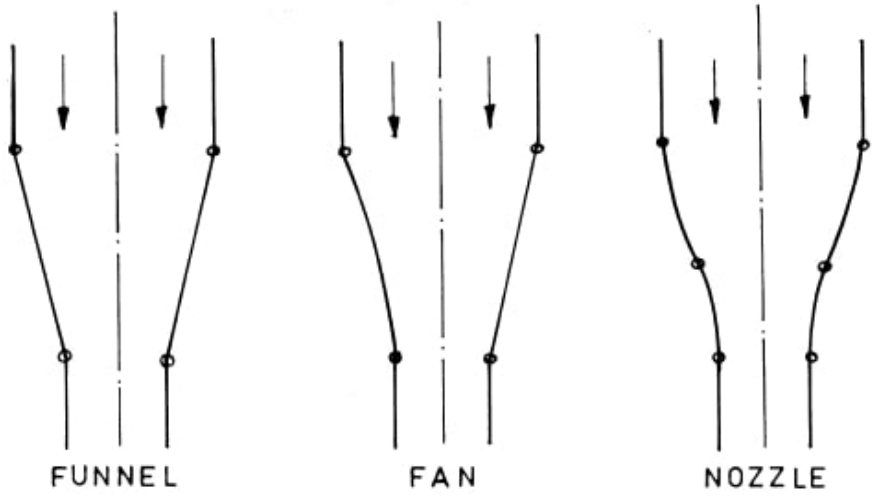


FIGURE 6.5 – schéma illustrant les différents formes du convergent

Les parois revêtues devraient avoir un facteur de convergence de $\Delta s/\Delta z \geq 5,0$, où ΔL représente le changement de longueur de l'axe central et ΔW représente le changement de largeur pour une augmentation de longueur d'axe central ΔL. Des parois de chute courbées horizontalement avec de longs rayons devraient être utilisées lorsque le nombre de Froude local dépasse 1,5. Ces parois courbées devraient être conçues de telle manière que le facteur de convergence le long de la chute soit conforme à la relation :

$$\frac{\Sigma \Delta L}{\Sigma \Delta W} \frac{1}{0.382 - 0.116 \text{ F}} \tag{6.22}$$

pour calculer l'angle de la convergence on untilise l'équation suivante :

$$\text{Tan}\,\theta = \frac{1}{3F_a} \tag{6.23}$$

tq le nombre de Froude est égale à :

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}} \tag{6.24}$$

donc :

$$F = 4,14$$

on opte pour des parois courbées.

à l'aide du nombre de Froude on calcule l'angle de convergence :

$$\tan^{-1}\theta = \frac{1}{3(4,14)}$$
$$\theta = 4,7^\circ$$

L'angle

$$\theta = 4,7^\circ < 10^\circ$$

Donc selon USBR les largeurs a l'entré et la sortie du convergent sont données par l'équation suivante :

$$\theta = \mathrm{Tan}^{-1}\frac{1}{2F_1}\left(\frac{b_1}{b_2} - 1\right) \tag{6.25}$$

la largeur b2 à la fin du convergent est égale à 59.5 m et la longuer est égale à 120 m.

Conclusion

En raison d'insuffisance d'espace imposer par la topographie (une jonction entre l'oued el arab et une autre vallée) du site un raccordement direct du déversoir avec le coursier sera mise en place.

6.6 le coursier

Les paramètres hydrauliques calculés au pied aval du deversoir sont considéré comme donnée de départ pour le dimensionnement et le calcul de la ligne d'eau dans le coursier.

On note :

$$b = 100 \text{ m},$$

$$\text{hn} = 1.3 \text{ m}$$

$$hc = 2,7 \text{ m}$$

$$F = 3.34$$

la conception du coursier se fait en se basant sur la topographie du terrain en assurant un écoulement torrentiel dans le coursier (condition vérifiée). La pente de la première tranche du coursier est de 0.15 avec une longueur de 40 m et la deuxième tranche avec une pente plus raid de 0.4 et une longueur de 42 m.

6.6.1 Méthode indirecte d'intégration numérique

Cette méthode représente une réponse à l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques. La problématique à résoudre, en tenant compte de dQ / dx=0, est :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{(S_0 - S_f)}{(1 - F_r^2)} \tag{6.26}$$

Avec :

S_0 : pente du fond.

S_f : pente de la ligne d'énergie.

Fr : nombre de Froude.

En prenant en considération la supposition que la pente de la ligne d'énergie S_f peut être évaluée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning, la formulation évolue en une équation en différences finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - (n^2 Q^2) \,/\, \left(A^2 R^{4/3}\right)}{1 - (Q^2 B) \,/\, (g A^3)} \tag{6.27}$$

Des valeurs arbitraires sont attribuées à y_i, et la distance Δx correspondante aux profondeurs y_i est calculée.Ensuite, on calcule la profondeur moyenne.

$$y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2} \tag{6.28}$$

Cette valeur est utilisée pour calculer la section mouillée moyenne ainsi que le rayon hydraulique moyen. On calcule Δx pour chaque valeur de y_i en utilisant y_{moy}, et on l'ajoute aux Δx cumulés jusqu'à cette étape si la somme dépasse la longueur L du cours d'eau. Ensuite, on continue avec une valeur de y_i inférieure à y_{moy} jusqu'à ce que la somme des Δx atteigne la longueur L du cours d'eau.
Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau ci-dessous :

TABLE 6.1 – Calcul de ligne d'eau dans le coursier par la méthode indirecte d'intégration numérique

y	ymoy	Smoy	Pmoy	Rmoy	Fr^2	1-FR^2	$n^2Q^2/A^2R\hat{}(4/3)$	I0-G1	DELTAx	L
2.7										
2.62	2.66	266	105.32	2.526	1.055	-0.0555	0.00157	0.1484	-0.02991127	0
2.54	2.58	258	105.16	2.453	1.157	-0.1568	0.00173	0.1483	-0.08458243	0
2.46	2.5	250	105	2.381	1.271	-0.2714	0.00192	0.1481	-0.14662505	0
2.38	2.42	242	104.84	2.308	1.402	-0.4017	0.00214	0.1479	-0.21733897	0
2.3	2.34	234	104.68	2.235	1.550	-0.5504	0.00239	0.1476	-0.29831315	1
2.22	2.26	226	104.52	2.162	1.721	-0.7210	0.00267	0.1473	-0.39150501	1
2.14	2.18	218	104.36	2.089	1.917	-0.9175	0.00301	0.1470	-0.49934606	2
2.06	2.1	210	104.2	2.015	2.145	-1.1451	0.00340	0.1466	-0.6248846	2
1.98	2.02	202	104.04	1.942	2.410	-1.4102	0.00386	0.1461	-0.77198095	3
1.9	1.94	194	103.88	1.868	2.721	-1.7208	0.00441	0.1456	-0.94557877	4
1.82	1.86	186	103.72	1.793	3.087	-2.0872	0.00507	0.1449	-1.15208862	5
1.74	1.78	178	103.56	1.719	3.522	-2.5224	0.00586	0.1441	-1.39994084	7
1.66	1.7	170	103.4	1.644	4.043	-3.0435	0.00681	0.1432	-1.7004001	8
1.58	1.62	162	103.24	1.569	4.673	-3.6726	0.00798	0.1420	-2.06879603	10
1.5	1.54	154	103.08	1.494	5.439	-4.4393	0.00943	0.1406	-2.52643741	13
1.42	1.46	146	102.92	1.419	6.383	-5.3833	0.01124	0.1388	-3.1036928	16
1.34	1.38	138	102.76	1.343	7.559	-6.5590	0.01354	0.1365	-3.84515268	20
1.26	1.3	130	102.6	1.267	9.042	-8.0422	0.01648	0.1335	-4.8187115	25
1.18	1.22	122	102.44	1.191	10.940	-9.9401	0.02033	0.1297	-6.13253015	31
1.1	1.14	114	102.28	1.115	13.409	-12.4087	0.02543	0.1246	-7.96918802	39
1.02	1.06	106	102.12	1.038	16.680	-15.6795	0.03235	0.3677	-3.41180568	42
0.94	0.98	98	101.96	0.961	21.107	-20.1069	0.04193	0.3581	-4.49226014	47
0.86	0.9	90	101.8	0.884	27.250	-26.2505	0.05558	0.3444	-6.09723827	53
0.78	0.82	82	101.64	0.807	36.030	-35.0297	0.07564	0.3244	-8.63961822	61
0.7	0.74	74	101.48	0.729	49.024	-48.0238	0.10627	0.2937	-13.079897	74
0.68	0.69	69	101.38	0.681	60.472	-59.4720	0.13401	0.2660	-4.47172752	79
0.667	0.6735	67.35	101.347	0.665	65.026	-64.0263	0.14521	0.2548	-3.2667171	82

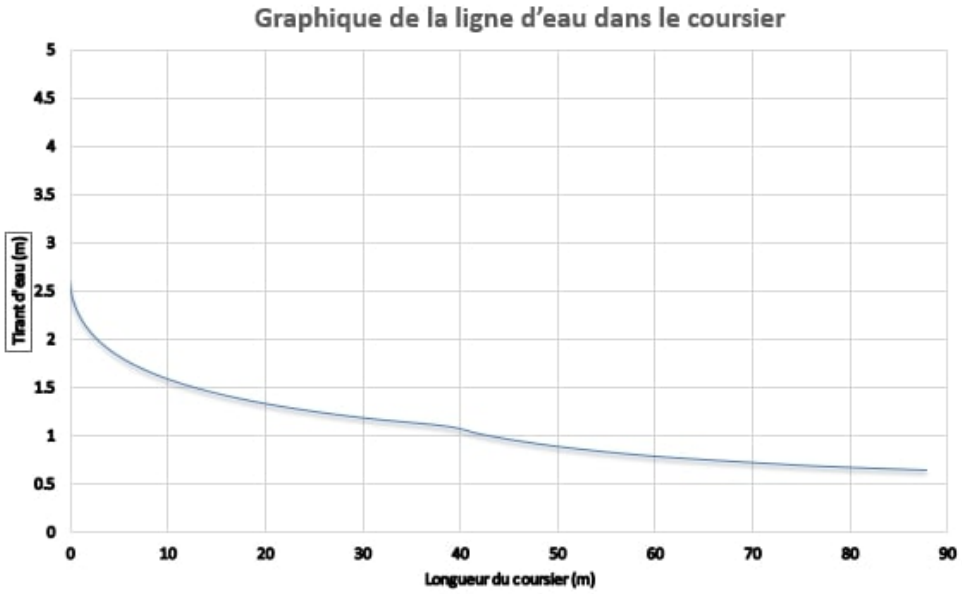


FIGURE 6.6 – Graphique de la ligne d'eau du coursier

Calcule de la hauteur des murs bajoyers

Les hauteurs des murs bajoyers sont déterminées de la manière suivante :

$$H_{baj} = H + R \tag{6.29}$$

$$R = 0.06 + 0.05^{*}V^{*}H^{(1/3)} \tag{6.30}$$

En fonction de la ligne d'eau, les hauteurs des murs varient dans chaque section du cours d'eau en accord avec la profondeur de l'eau et la vitesse de l'écoulement.

Le calcul des hauteurs des murs est présenté dans le tableau ci-dessous :

TABLE 6.2 – Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.

L (m)	H (m)	V	R (m)	H baj
0	2.7	5.2	0.42	3.12
10	1.58	8.8	0.57	2.15
20	1.34	10.4	0.63	1.97
31	1.18	11.8	0.69	1.87
42	1.02	13.7	0.75	1.77
53	0.86	16.2	0.83	1.69
61	0.78	17.9	0.88	1.66
74	0.7	19.9	0.95	1.65
82	0.667	20.9	0.97	1.64

6.7 le saut de ski (Ski jump buckets)

Le comportement hydraulique dans ce type de dissipateur se manifeste principalement par la formation de deux rouleaux : l'un se forme en surface, se déplace dans le sens inverse des aiguilles d'une montre et se situe dans la région au-dessus du seau courbé ; l'autre est un rouleau de fond, se déplace dans le sens des aiguilles d'une montre et se trouve en aval du seau. Les mouvements de ces rouleaux, combinés avec l'entremêlement des écoulements entrants, dissipent efficacement l'énergie élevée de l'eau et empêchent un creusement excessif en aval du seau.

La conception des composants de la pelle se fait en quatres étapes :

6.7.1 Forme de la pelle

Selon plusieurs experimentation sur des ouvrages de meme type la forme la plus efficace c'est un arc circulaire , utilisé dans plusieurs barrages en Inde , éats unis , Chine .
cette forme peut fournir une vitesse élevée en comparant à la forme parabolic et c'est très favorable en terme de dissipation d'énergie.

6.7.2 Élévation de l'invert

Le niveau d'inversion du godet est généralement déterminé par le niveau de roche disponible pour la fondation. Un concepteur préférerait cela pour éviter de placer une grande quantité de béton pour maintenir l'inversion à une élévation plus élevée. La combinaison de l'élévation de l'inversion, du rayon du godet et de l'angle de la lèvre détermine ensuite

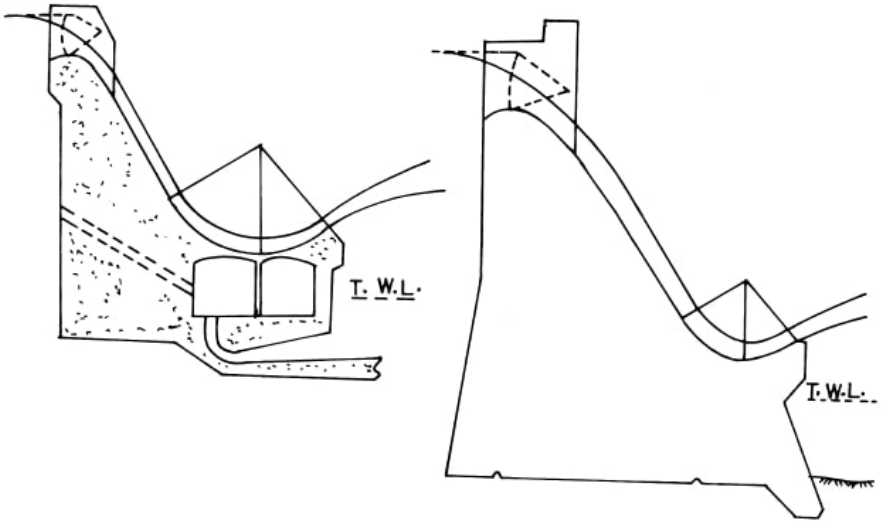


Figure 1 Ski jump buckets.

FIGURE 6.7 – schéma d'un saut de ski

l'élévation de la lèvre, en conjonction avec le niveau d'eau aval.

pour notre cas une élévation de 25 m est prévu .

6.7.3 Rayon du godet

Une action hydraulique adéquate dans le godet est garantie si l'écoulement dans le godet est concentrique et s'il n'y a pas de tendance à s'échapper, ce qui pourrait entraîner une réduction de la pression de contact sur la surface du godet. Cela tend à indiquer que le rayon R du godet est déterminé par la profondeur d'écoulement super-critique y1 entrant dans le godet. Étant donné que y1 est fonction de la hauteur totale, de la profondeur de débordement et de l'intensité du débit, tous ces paramètres influencent le rayon du godet.Les valeurs recommandées varient de 3 y1 à 7 y1.

plusieurs formules expérimentales on était extraite , on note :

Varshney et Bajaj (1970) ont analysé les dimensions des installations existantes et ont dérivé la relation suivante :

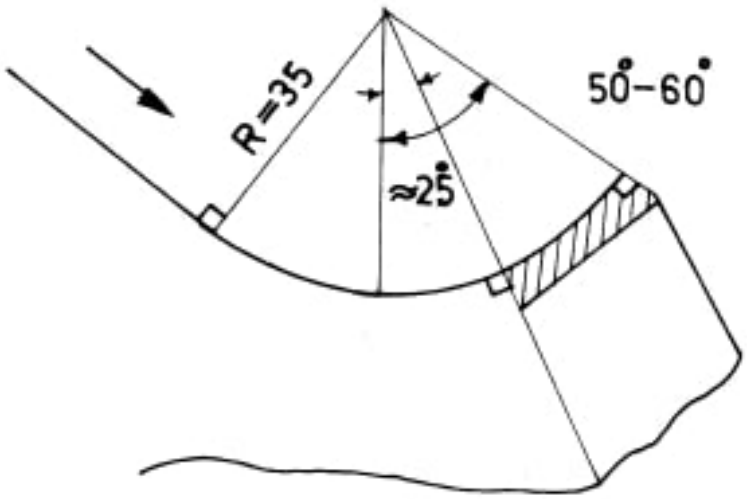


FIGURE 6.8 – L'angle et le rayon du godet

$$F^{0.5} = 0.06\frac{R}{y_1} + 1.96 \tag{6.31}$$

où
F = le nombre de Froude de l'écoulement entrant dans le godet.
y_1 = la profondeur de l'écoulement entrant dans le godet.

F = 8.06

R = 9.77m

KNS Rao (1978) sur la base de l'analyse des structures existantes.

$$\begin{aligned} \frac{R}{y_1} &= 11.534F^{0.5} - 9.113F^{0.25} \quad \text{pour } 3 < F < 5.5 \\ \frac{R}{y_1} &= 4.037(F - 3.7627) \quad \text{pour } 5.5 < F < 10 \end{aligned} \tag{6.32}$$

F = 8.06

R = 11.75m

on prends la moyenne des deux valeurs. R=10.75 m .

6.7.4 Angle de sortie

Le choix de l'angle de la lèvre est dicté par l'exigence de la distance de projection et de l'angle d'impact du jet dans les eaux aval. Théoriquement, la distance de projection maximale est obtenue lorsque le jet quitte le godet à un angle de 45° et si le niveau des eaux aval est à la même élévation que celui de la lèvre, l'angle d'impact est identique à l'angle de la lèvre. Pour des niveaux d'eau aval inférieurs au niveau de la lèvre, l'angle d'impact augmente. Dans le cas des godets de type "ski jump" situés haut au-dessus du lit de la rivière, l'angle de la lèvre peut être beaucoup plus petit, voire horizontal, tout en maintenant un angle d'impact raisonnable. De préférence, la hauteur de la lèvre au-dessus de l'inversion peut être de 0,1 R pour les grands barrages et de 0,125 R pour les petits barrages, ce qui signifie qu'un angle de 26° à 29° serait préférable. Dans la plupart des installations, des angles de lèvre variant de 20° à 40° ont été privilégiés. Basé sur l'analyse des structures existantes.
Varshney et Bajaj (1970) ont développé la relation suivante pour l'angle de la lèvre θ :

$$\mathrm{F} = 7.8 - 0.000091\mathrm{R}\theta^3/\mathrm{h}_1 \tag{6.33}$$

où
F = Nombre de Froude du jet entrant dans le godet.
R = Rayon du godet.
h_1 = Hauteur totale du bassin à l'inversion.

θ=19°.

6.7.5 Trajectoire du jet

Le profil de la trajectoire quittant un godet dépend de la vitesse à la lèvre du godet et de l'angle de la lèvre. La trajectoire du jet peut être calculée sur la base de la théorie des projectiles, ce qui conduit à l'expression suivante selon WES -HDC 112-8 :

$$X/H_v = \mathrm{Sin}\,2\theta + 2\cos\theta\left(\sin^2\theta + y/H_v\right)^{0.5} \tag{6.34}$$

où

X = Distance de projection à l'endroit où le jet frappe les eaux aval

y = Chute verticale de la lèvre au niveau des eaux aval

H_v = Hauteur de vitesse du jet à la lèvre du godet

θ = Angle de la lèvre, en degrés

Après le calcule on trouve :

X=58m.

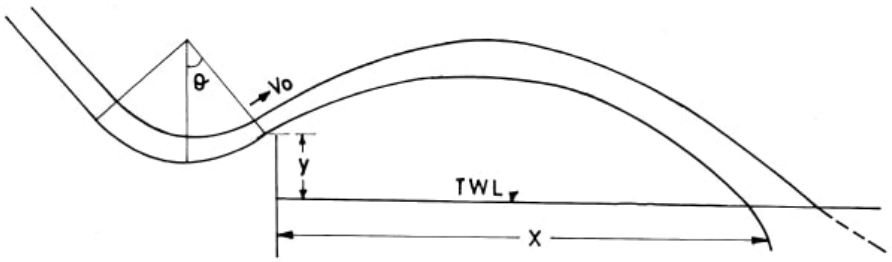


Figure 11 Throw distance of jet.

FIGURE 6.9 – Distance de chute du jet

6.8 Le bassin d'amortissement

Le choix d'un saut de ski est restreint aux sites où généralement un socle rocheux solide est disponible dans le lit de la rivière (on peut le remplacer par un revetement en enrochement ou des gabions). Cependant, la présence d'érosion en aval de l'évacuateur est

une considération majeure dans la conception de ouvrages. Non seulement la sécurité de la structure principale, mais aussi celle des structures adjacentes.la dissipation de l'énergie se fait a travers le jet , on aura besoin d'un bassin d'amortissement avec une profondeur calculer amortir le flux tomber

Les résultats pouvaient être obtenus en utilisant des relations très simples. En se basant sur l'expérience, comme la relation de Damle :

$$d_s = A\left(gh_o\right)^{0.5} \tag{6.35}$$

où
- d_s = Profondeur d'érosion en dessous du niveau des eaux aval, en mètre

- h_o = Hauteur du réservoir jusqu'au niveau de la lèvre du godet, en mètre

- A = Coefficient indiquant l'état de l'érosion :
- 0,65 : Érosion maximale ultime
- 0,54 : Érosion probable en fonctionnement soutenu
- 0,36 : Érosion minimale attendue

Après calcule on trouve :

$d_s = 11.5m.$

D'après plusieurs références le diamètre médiane des roches sur le lit est compris entre 0.25 m et 2.5 m .

on opte pour un diamètre médiane de 0.75 m pour des raison technique.

le bassin d'amortissement sera aménagé sur le lit de l'oued situé a l'aval du barrage ; avec une forme trapézoïdale d'une profondeur de 11.5 mètre et une largeur de 110 mètres ; les talus on une pente de 1 :1 sur les deux rives avec une couverture en enrochement de diamètre médiane de 0.75 mètres.

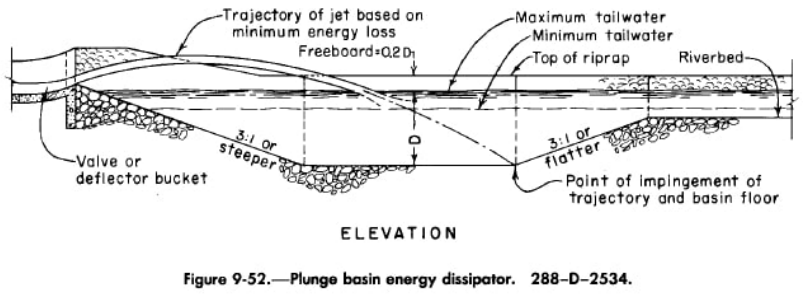


Figure 9-52.—Plunge basin energy dissipator. 288-D-2534.

FIGURE 6.10 – schéma bassin d'amortissement

6.9 Le vidange de fond

Le vidange de fond dans un barrage remplit plusieurs rôles importants :

6.9.1 Contrôle du niveau d'eau

: Le principal rôle du vidange de fond est de permettre aux opérateurs du barrage de contrôler le niveau de l'eau dans le réservoir en relâchant de l'eau lorsque cela est nécessaire. Cela permet de gérer les fluctuations saisonnières des précipitations, de répondre à la demande d'eau en aval, et de maintenir un niveau de sécurité dans le réservoir.

6.9.2 Évacuation des sédiments

Les barrages tendent à piéger les sédiments transportés par l'eau en amont. Le vidange de fond peut être utilisé pour évacuer périodiquement ces sédiments accumulés, évitant ainsi l'envasement excessif du réservoir.

6.9.3 Décharge d'urgence

En cas de nécessité, le vidange de fond peut être utilisé pour libérer rapidement une grande quantité d'eau du réservoir. Cela peut être nécessaire en cas d'urgence, comme une inondation en aval ou une menace sur la sécurité du barrage lui-même.

6.9.4 Génération d'énergie

Dans certains barrages, le vidange de fond est équipé d'une centrale hydroélectrique qui génère de l'électricité en relâchant de l'eau. Cela contribue à la production d'énergie renouvelable.

6.9.5 Amélioration de la qualité de l'eau

En relâchant de l'eau du fond du réservoir, le vidange de fond peut contribuer à améliorer la qualité de l'eau en favorisant le mélange vertical des couches d'eau et en libérant de l'eau plus froide et plus oxygénée.

6.9.6 Maintien de la structure du barrage

En contrôlant le niveau d'eau et en évacuant les sédiments, le vidange de fond contribue à préserver l'intégrité structurelle du barrage, en évitant que le poids des sédiments ou des variations extrêmes du niveau d'eau n'affecte négativement le barrage.

En résumé, le vidange de fond est une composante essentielle de la gestion des barrages, permettant un contrôle précis du niveau de l'eau, la gestion des sédiments, la préparation à des situations d'urgence et la production d'énergie hydraulique.

selon la littérature « Criteria and guidelines for evacuating storage réservoirs and sizing low-level outlet works », USBR, 1982, ACER Technical Memorandum No 3. Le tableau suivant donne les recommendations du temps de vidange en fonction de la hauteur d'eau dans le barrage.

TABLE 6.3 – Recommandations du temps de vidange selon USBR

Niveau de vidange	Limites max recommandés (jours)
75% H eau	10-20
50% H eau	30-40
25% H eau	60-80
2% H eau	/

La capacité de la conduite doit être suffisante pour permettre une vidange complète en l'espace de dix (10) jours.

Le dimensionnement de la conduite de vidange de fond est fait comme suit :

Les données de départ :

-$H_{max} = 406$ m(NGA)

-$H_{min} = 380 \quad m(NGA)$

-S=-142,3 $x^2 + 155677x - 37957575$

L'équation de vidange est comme suit :

$$Qdt = -sdh \tag{6.36}$$

$$\text{avec} \begin{cases} Q = CA\sqrt{2gH} \\ S = aH^2 + bH + c \end{cases} \tag{6.37}$$

Avec :
A - aire de l'ouverture,
H - différence entre les niveaux d'eau en amont et en aval,
$\bar{C}$ - coefficient de débit pour l'orifice immergé ou l'écoulement dans le tube.

$$C = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \tag{6.38}$$

Avec $\sum \xi_s$ étant la somme des coefficients de pertes de charge singulières.

$$\sum \xi_s = \xi_{\text{in}} + \xi_{va} + \xi_{\text{out}} + \xi_{\text{Troshrack}} \tag{6.39}$$

En d'autres termes, $\sum \xi_s$ équivaut à 1.85.
$\sum \xi_L$ est la somme des coefficients de pertes de charge linéaires.

$$\Sigma \xi_L = \frac{\lambda L}{d} \tag{6.40}$$

En utilisant les données fournies :

- L représente la longueur de la conduite de vidange de fond, qui est égale à 540 mètres.
- d est le diamètre de la conduite de vidange en millimètres.
- λ est le coefficient de frottement calculé en utilisant la formule de Strickler.

$$\lambda = \frac{87n^2}{d^{1/3}} \tag{6.41}$$

Avec :
n : rugosité de la conduite en béton, $\mathbf{n = 0.014}$.

On remplace l'équation (6.33) dans (6.32) :

$$CA\sqrt{2gH}dt = \left(-aH^2 - bH - c\right) dh \tag{6.42}$$

Et :

$$C = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.85 + \frac{9,2}{D^{1/3}}}}$$

$$\frac{A \cdot \sqrt{2gH}}{\sqrt{2,85 + \frac{9,2}{D^{3/2}}}}dt = \left(-aH^2 - bH - c\right) dh \tag{6.43}$$

$$\frac{A\sqrt{2g}T}{\sqrt{2,85 + \frac{9,2}{D^{1/3}}}} = -\frac{2}{5} \cdot a \cdot (H_M - H_m)^{5/2} - \frac{2}{3}b\,(H_M - H_m)^{\frac{3}{2}} - 2C\,(H_M - H_m)^{\frac{1}{2}} \tag{6.44}$$

Les conduites à écoulement libre sont adoptées pour des ouvrages de grande importance, où lorsqu'il y a risque de transport solide à travers la vidange.Ces conduites peuvent être des tuyaux de gros diamètre en acier (0 à 1000 mm), ou des canalisations en béton de type galerie ou ovoïde de 1.3 à 2 m de hauteur.

A l'aide de la courbe capacité-hauteur, on détermine les différents hauteurs relatif à chaque diminution du volume Au fur et à mesure que la retenue se vide, la hauteur d'eau HE baisse, par la même valeur Dv, La vidange se fait alors au débit variable, d'où la nécessité de découper la hauteur d'eau en tranche de 1 m, pour chacune d'elles nous considérons que la hauteur est constante.
On suppose un diamètre de la conduite de 2m et on fait le calcule du temps de vidange . le temps de vidange doigt etre dans la plage de recommandation.

Le tableau ci-dessous montre les résultats de calcule :

TABLE 6.4 – Résultats de calcul le temps de vidange pour 2 m de diamètre

cote eau (m)	cote vidange(m)	H(m)	dh(m)	dv(m3)	V(m3)	Q(m3/s)	D(m)	T(s)
406	380	26	1	0	30989107	784.870632	2	39483
405	380	25	1	1726552.5	29262555	754.6833	2	38775

404	380	24	1	1686056.2	27576498	724.495968	2	38063
403	380	23	1	1645275.3	25931223	694.308636	2	37348
402	380	22	1	1604209.8	24327013	664.121304	2	36630
401	380	21	1	1562859.7	22764154	633.933972	2	35909
400	380	20	1	1521225	21242929	603.74664	2	35185
399	380	19	1	1479305.7	19763623	573.559308	2	34458
398	380	18	1	1437101.8	18326521	543.371976	2	33727
397	380	17	1	1394613.3	16931908	513.184644	2	32994
396	380	16	1	1351840.2	15580068	482.997312	2	32257
395	380	15	1	1308782.5	14271285	452.80998	2	31517
394	380	14	1	1265440.2	13005845	422.622648	2	30774
393	380	13	1	1221813.3	11784032	392.435316	2	30028
392	380	12	1	1177901.8	10606130	362.247984	2	29279
391	380	11	1	1133705.7	9472424	332.060652	2	28526
390	380	10	1	1089225	8383199	301.87332	2	27771
389	380	9	1	1044459.7	7338739	271.685988	2	27012
388	380	8	1	999409.8	6339330	241.498656	2	26250
387	380	7	1	954075.3	5385254	211.311324	2	25485
386	380	6	1	908456.2	4476798	181.123992	2	24717
385	380	5	1	862552.5	3614246	150.93666	2	23945
384	380	4	1	816364.2	2797881	120.749328	2	23171
383	380	3	1	769891.3	2027990	90.561996	2	22393

382	380	2	1	723133.8	1304856	60.374664	2	21613
381	380	1	1	676091.7	628765	30.187332	2	20829
380	380	0	1	628765	0	0	2	/

Le temps de vidange est donc estimé à 10 jours . avec un diamètre de conduite de 2 m .

6.10 La tour de prise

La prise d'eau dans les barrages est une structure conçue pour collecter de l'eau à partir du réservoir formé par le barrage. Cette eau peut être utilisée à diverses fins, notamment pour la production d'électricité, l'approvisionnement en eau potable, l'irrigation agricole et la régulation des débits des rivières. Voici quelques éléments clés concernant la prise d'eau dans les barrages :

6.10.1 Structure de Prise d'Eau :

La prise d'eau est généralement située à la base du barrage ou à une profondeur contrôlée dans le réservoir. Elle est équipée de structures telles que des vannes, des grilles, des crépines, des conduites et des canaux pour réguler le débit d'eau qui entre dans la prise.

6.10.2 Objectifs Multiples :

La prise d'eau peut servir à plusieurs objectifs. Dans les centrales hydroélectriques, elle collecte de l'eau pour faire tourner les turbines et produire de l'électricité. Dans les systèmes d'approvisionnement en eau potable, elle prend de l'eau pour le traitement et la distribution aux habitants. Dans l'irrigation, elle fournit de l'eau aux champs agricoles. Dans tous les cas, elle peut également être utilisée pour relâcher de l'eau en aval pour maintenir un équilibre écologique.

6.10.3 Équipements de Contrôle :

La prise d'eau est équipée de vannes et d'autres dispositifs de contrôle pour réguler le débit d'eau entrant. Cela permet de s'assurer que la quantité d'eau prélevée est adaptée à l'objectif spécifique, qu'il s'agisse de production d'électricité ou de distribution d'eau potable.

6.10.4 Gestion Environnementale :

La gestion de la prise d'eau est cruciale pour minimiser les impacts sur l'écosystème en aval du barrage. Certains barrages ont des échelles à poissons ou d'autres dispositifs pour permettre aux poissons de migrer en amont et en aval du barrage.

6.10.5 Maintenance :

Les prises d'eau nécessitent une maintenance régulière pour s'assurer qu'elles fonctionnent correctement. Cela peut inclure le nettoyage des grilles, l'inspection des vannes et la réparation de tout dommage.

En résumé, la prise d'eau dans les barrages est une composante essentielle de l'infrastructure hydraulique qui permet de collecter, de réguler et d'utiliser l'eau retenue par le barrage à des fins diverses, tout en tenant compte de l'impact sur l'environnement.

6.10.6 Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau

$$V_{\max} = 4280000 \text{ m}^3$$

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} \tag{6.45}$$

On a considérer que la distribution se fait 12 h par jour le long du mois d'août.

$\text{Q}_{\max} = 3.3 \text{ m}^3$

6.10.7 Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre

$$Q = \mu S \sqrt{2g \cdot H} \tag{6.46}$$

En utilisant les paramètres spécifiques suivants :

- Le coefficient de débit (μ) est de 0.3.
- La section de la conduite (S) est en m^2.
- La charge d'eau minimale (H) est de 10 mètres.

Nous trouvons :

$$\text{S} = 0.785 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la prise d'eau sera égal à :

$$D = 999 \text{ mm}$$

Nous prenons :

$$\mathbf{D = 1000 \text{ mm}}$$

6.10.8 Correction de la valeur de coefficient

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}}. \tag{6.47}$$

Avec :

- $\sum \xi$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.

Nous supposons que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot L}{D} \tag{6.48}$$

Avec : - $\lambda = 0.028$

$$\sum \xi = 5.26$$

Nous trouvons :

$$\text{D} = 1134 \text{ mm}$$

Nous prenons le diamètre normalisé :

$$D = 1200 \text{ mm}$$

6.10.9 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

$$\text{V} = \text{Q/S} \tag{6.49}$$

$$\text{V} = 2.38 \text{ m/s}$$

Comme le barrage d'El Ouldja est destiné pour satisfaire les besoins en eau potable (AEP) et en eau pour irrigation, trois niveaux des prises d'eau sont prévus pour exploiter la colonne d'eau utile dans la retenue.

En plus, comme le volume mort est considérable il faut qu'une prise d'eau soit prévue, entre le niveau min de la vidange de fond et le niveau max du volume mort pour anticiper l'utilisation de cette tranche du volume mort, au moins durant la première période d'opération du barrage.

La tour de prise d'eau est située à la rive gauche. Elle est essentiellement composée d'une structure en béton armé avec section transversale circulaire, de diamètre intérieure de 7,00m. La hauteur de la tour, à partir du niveau de sa fondation, est de 80,0m environ (422,00-342,00m). pour l'accès à la partie supérieure de la tour et en raison de la grande hauteur, un ascenseur et une échelle sont prévus à l'intérieur.

A la partie supérieure de la tour (au dessus du niveau +422,00 m NGA) un local est prévu équipé avec un pont roulant de capacité 20t, pour la manutention des équipements. Pour la manutention des équipements, une grue pivotante est aussi installée au niveau +355,00m NGA.

6.11 Conclusion

Les ouvrages annexes d'un barrage revêtent une importance cruciale, car ils sont étroitement liés à la sécurité et au bon fonctionnement de la structure. Dans ce contexte, il est impératif d'éviter tout sous-dimensionnement de ces ouvrages.

Dans le cadre de ce chapitre et après une analyse approfondie de la topographie du site, nous avons choisi d'implémenter un évacuateur de crues latéral à entonnement frontal, ainsi qu'un saut de ski pour dissiper l'énergie.

CHAPITRE

7

CALCUL DE STABILITÉ

7.1 Introduction :

Le Barrage El Ouldja, situé dans la Wilaya de Khenchela, est une infrastructure hydraulique majeure qui joue un rôle essentiel dans la gestion de l'eau et la fourniture de ressources vitales pour la région. Au cœur de ce barrage se trouve la Tour de Prise, une composante critique qui assure la captation et la régulation des flux d'eau en amont.

Ce chapitre est dédié à l'examen approfondi de la stabilité de la Tour de Prise du Barrage El Ouldja. L'analyse de stabilité revêt une importance capitale pour garantir que cette structure hydraulique puisse résister à toutes les forces et contraintes qui lui sont imposées. Nous aborderons dans ce chapitre les aspects suivants :

Prédimensionnement : Tout d'abord, nous entreprendrons un prédimensionnement de la Tour de Prise, en évaluant ses dimensions et caractéristiques préliminaires. Cette étape constitue le point de départ de notre analyse de stabilité.

Stabilité au Renversement : La première section de ce chapitre sera consacrée à l'examen de la stabilité au renversement de la Tour de Prise. Nous évaluerons sa capacité à résister aux forces horizontales potentielles qui pourraient menacer son équilibre.

Glissement : Ensuite, nous nous pencherons sur la stabilité en termes de glissement. Nous analyserons la capacité de la Tour de Prise à maintenir sa position face aux forces de cisaillement dues aux mouvements du sol.

Poinçonnement : Une attention particulière sera accordée à la stabilité au poinçonnement, un aspect critique pour une structure soumise à des charges concentrées, telles que celles exercées par les flux d'eau captés.

Soulèvement : Enfin, nous évaluerons la stabilité en termes de soulèvement de la Tour de Prise, en examinant sa résistance aux forces verticales et à la poussée de l'eau.

Chacune de ces sections contribuera à une compréhension globale de la stabilité de la Tour de Prise du Barrage El Ouldja et à l'identification de mesures potentielles pour renforcer sa sécurité et sa durabilité. L'analyse que nous entreprenons repose sur des normes de conception reconnues et des méthodologies d'ingénierie avancées, et elle s'appuie sur une collaboration multidisciplinaire d'experts en hydraulique, en mécanique des structures et en géotechnique. Notre objectif ultime est de garantir la fiabilité de cette infrastructure essentielle pour la région et la sécurité de son exploitation continue.

7.2 Pré-dimensionnement :

Pour évaluer les dimensions et caractéristiques préliminaires de l'ouvrage. Cette étape constitue le point de départ de notre analyse de stabilité.

Niveau de retenue normal de l'eau (NNR) : 406 m
Niveau de retenue extrême de l'eau (NPHE) : 410.82 m
Niveau haut du radier de la prise d'eau : 350 m

La capacité portante sous le radier de la digue est extraite à partir des essais géotechniques sur les échantillons prise lors de la phase de reconnaissance du sol.
$\sigma := 200 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Calcule de la hauteur de la tour :

$$\text{H} := 420 \text{ m} - 350 \text{ m}$$
$$\text{H} = 70 \text{ m}$$

Diamètre interne et éxterne de la tour :
(Diamètre interne)

$$\Phi\text{i} := 7.00 \text{ m}$$

(Diamètre externe)

$$\Phi_{\text{e}} := 9.00 \text{ m}$$

Calcule des dimension du radier :
on commence par le calcule du poids de la tour.

On fait le calcule des aires de chaque section a fin de déterminer le volume du béton utilisé.

Section mur :

$$A_{\text{mur}} := \pi \frac{\Phi_{\text{e}^2} - \Phi i^2}{4} \tag{7.1}$$

$$A_{mur} = 25.13 m^2$$

Volume du mur :

$$\text{V}_{\text{mur}} := \text{A}_{\text{mur}} \cdot \text{H} \tag{7.2}$$

$$V_{\text{radier}} = 1760 \text{ m}^3$$

$$\mathrm{w_{tour}} := \gamma_c \cdot \mathrm{V_{tour}} \tag{7.3}$$

Le poids de la tour est :

$$\mathrm{W_{tour}} = 44000\mathrm{kN}$$

Afin de déterminé les dimensions du radier , la condition suivante doit être vérifiée :

$$\frac{W_{\text{tour}}}{A_{\text{Radier}}} < \sigma_{\text{sol}} \tag{7.4}$$

$$A = B1.B2 > 220 \text{ m}^2$$
$$B = 14,8$$
$$\text{on Prend } B1 = B2 = 15,2 \text{ m}$$

On vas opter pour un radier carré avec une épaisseur de 3.5 m .

7.2.1 Paramètres Sismiques :

Pour le calcul de stabilité de la tour de prise , il est crucial de prendre en compte les paramètres sismiques pour garantir la stabilité en cas de séisme à cet effet la stabilité de notre ouvrage a été vérifié vis à vis des conditions de résistance prescrite par le règlement para-sismique algériennes (RPA99/2003) , les valeurs du coefficient d'accélération de la zone est tiré à partir du tableau suivant :

TABLE 7.1 – Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA (version 2003).

Groupe	I	Ila	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
IB	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Selon la classification du règlement para-sismique algérienne (RPA) notre ouvrage se trouve dans la zone I (faible sismicité) avec un groupe 1B qui nous donne une valeur de coefficient d'accélération horizontale égale à 0.12 et pour le coefficient d'acceleration verticale est égale à 0.3 fois le coefficient d'accélération horizontale donc une valeur de 0.036.

Selon le RPA 99 version 2003 le coefficient d'acceleration de notre zone est de 0.12.

Coefficient d'accélération sismique horizontal : 0.12

Coefficient d'accélération sismique vertical : 0.036

7.2.2 Facteurs de sécurité

Les facteurs de sécurité se varient par rapport au réglementations, pour notre cas on vas prendre en considération les facteurs ci-dessous :

Charges statiques Fin de la Phase de construction

$$F_S \geq 1.3$$

Charges sismiques Phase d'exploitation

$$F_S \geq 1.0$$

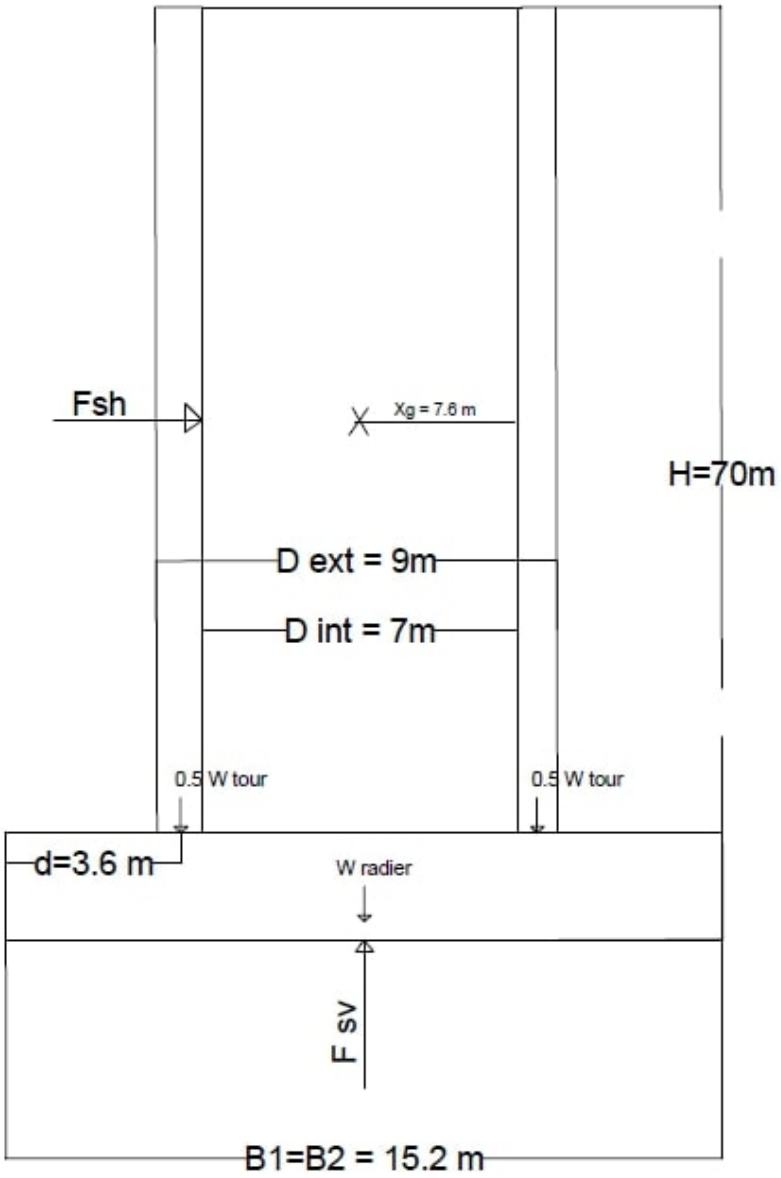


FIGURE 7.1 – Schéma statique de la structure

7.2.3 Calcul du poids de béton

Calcul des aires :

Section radier :
Les dimensions du radier sont comme suit :

$B_1 := 15.2$ m $B_2 := 15.2$ m
Avec :

B1 :la largeur du radier.

B2 :la longuer du radier.

$$A_{\text{radier}} := B_1 \cdot B_2 \tag{7.5}$$

$$A_{\text{radier}} = 231.04 \text{ m}^2$$

On prend l'épaisseur du radier "h" :

$$h := 3.5 \text{ m}$$

Calcul des volumes :

On trouve les volumes en multipliant les aires obtenus ci-dessus par les hauteurs.

Volume du radier :

$$V_{\text{radier}} := A_{\text{radier}} \cdot h \tag{7.6}$$

$$V_{\text{radier}} = 808.64 \text{ m}^3$$

7.2.4 Calcule du centre de gravité par rapport à la base

$$Y_g := \frac{H + h}{2} \tag{7.7}$$

$$Y_g = 37.5 \text{ m}$$

$$X_g := \frac{B_2}{2} \tag{7.8}$$

$$X_g = 7.6 \text{ m}$$

7.2.5 Calcul du poids de la structure :

Le calcul du poids est fait comme suit :

Wt = Poids propre total de la structure,

Vt = Volume total

$$V_t := V_{mur} + V_{radiet} \tag{7.9}$$

AN :

Le volume totale est :

$$V_t = 2743.65m^3$$

Le poids totale est :

$$W_t = V_t.\gamma_b = 62828KN$$

7.2.6 Charges sismiques :

Les charges sismiques sont calculées comme suit :

La charge sismique horizontale :

$$F_{sh} := 0.12 \cdot W_t \tag{7.10}$$

La charge sismique verticale :

$$F_{SV} := 0.036 \cdot W_t \tag{7.11}$$

Avec :

Fsh et Fsv = Charges sismiques horizontales et verticales respectivement appliquées au centre de gravité de la structure.

$$F_{SH} = 7536\text{kN}$$

$$F_{SV} = 2260\text{kN}$$

7.3 Vérification de stabilité au renversement :

Le calcul de stabilité au renversement, également appelé calcul de stabilité latérale, est une étape essentielle dans la conception de structures pour s'assurer qu'elles ne basculent pas sous l'effet de charges latérales, telles que le vent, les séismes ou d'autres forces horizontales.

7.3.1 Calcule des moment stabilisants :

$$\mathrm{M_{stab}} := \mathrm{W_t} \cdot \mathrm{X_g} \tag{7.12}$$

$$\mathrm{M_{stab}} = 477280\text{kN} \cdot \mathrm{m}$$

7.3.2 Calcule des moments renversants :

$$\mathrm{M_{ren}} := \mathrm{F_{SV}} \cdot \mathrm{X_g} + \mathrm{F_{sh}} \cdot \mathrm{Y_g} \tag{7.13}$$

$$\mathrm{M_{ren}} = 294124\text{kN} \cdot \mathrm{m}$$

7.3.3 Calcule de facteur de sécurité contre le renversement :

Le facteur de sécurité est donné par le rapport entre les moments stabilisants et les moments renversants.

$$\mathrm{F_{sren}} := \frac{\mathrm{M_{stab}}}{\mathrm{M_{ren}}} \tag{7.14}$$

$$\mathrm{F_{sren}} = 1.6$$

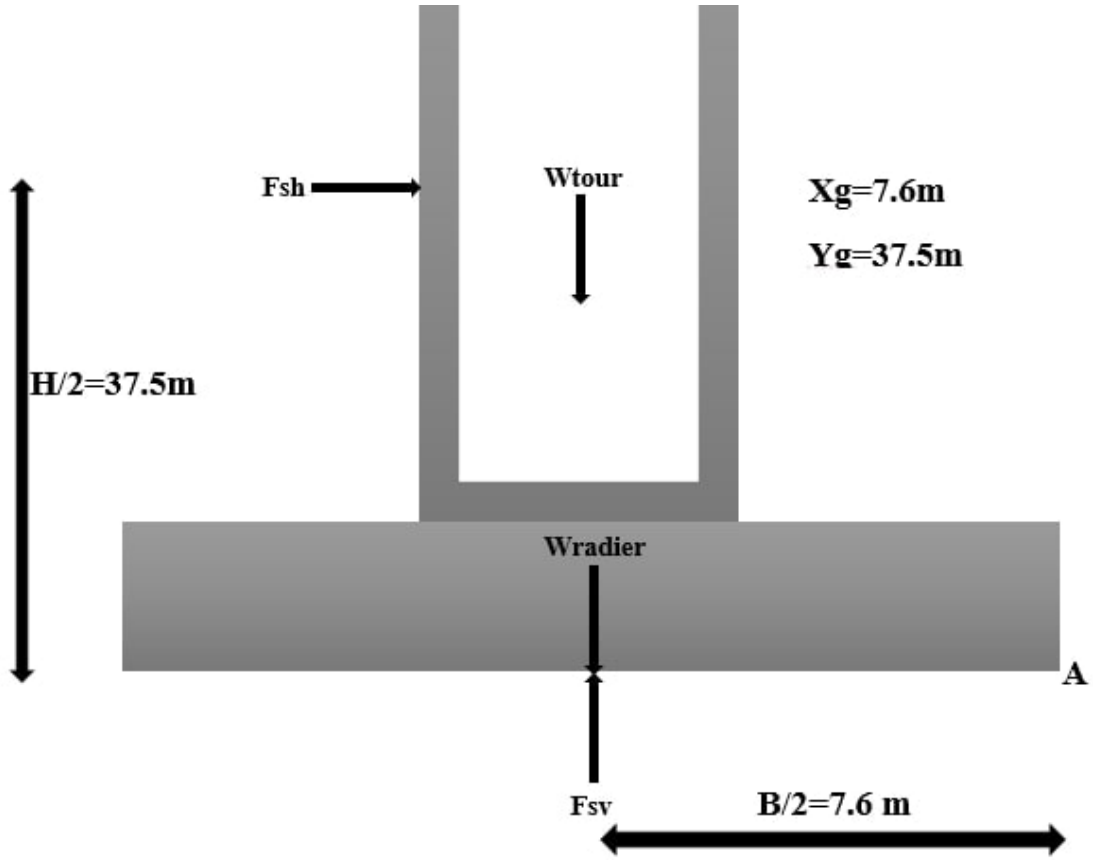


FIGURE 7.2 – Schéma statique de la structure (cas de stabilité au renversement)

Notre ouvrage est stable au renversement avec un facteur de sécurité égale à 1.6 .

7.3.4 Vérification contre le glissement :

La stabilité au glissement est un aspect crucial dans la conception et la construction de structures, en particulier dans le contexte des géotechniques, des barrages, des talus routiers, des remblais, et d'autres ouvrages qui sont soumis à des forces latérales susceptibles de provoquer un glissement. La stabilité au glissement se réfère à la capacité d'une structure ou d'un sol à résister au mouvement horizontal causé par des forces latérales telles que la gravité, les charges sismiques, ou la pression de l'eau.

Le facteur de sécurité contre le glissement est donné par la formule suivante :

$$F_{sglis} := \frac{(W_t - F_{sv}) \cdot \tan\phi + A_r \cdot c}{F_{sh}} \tag{7.15}$$

la cohesion C pour le contacte sol-béton est prise 80 kpa et 0 lpa pour le cas le plus défavorable (pas de frottement entre le béton est le sol donc surface lisse)

$$F_{sglis\ (c=0)} = 4.27$$

$$F_{sglis\ (c=80)} = 6.6$$

Notre ouvrage est stable au renversement avec un facteur de sécurité égale à 4.27 .

7.4 Stabilité au poinçonnement :

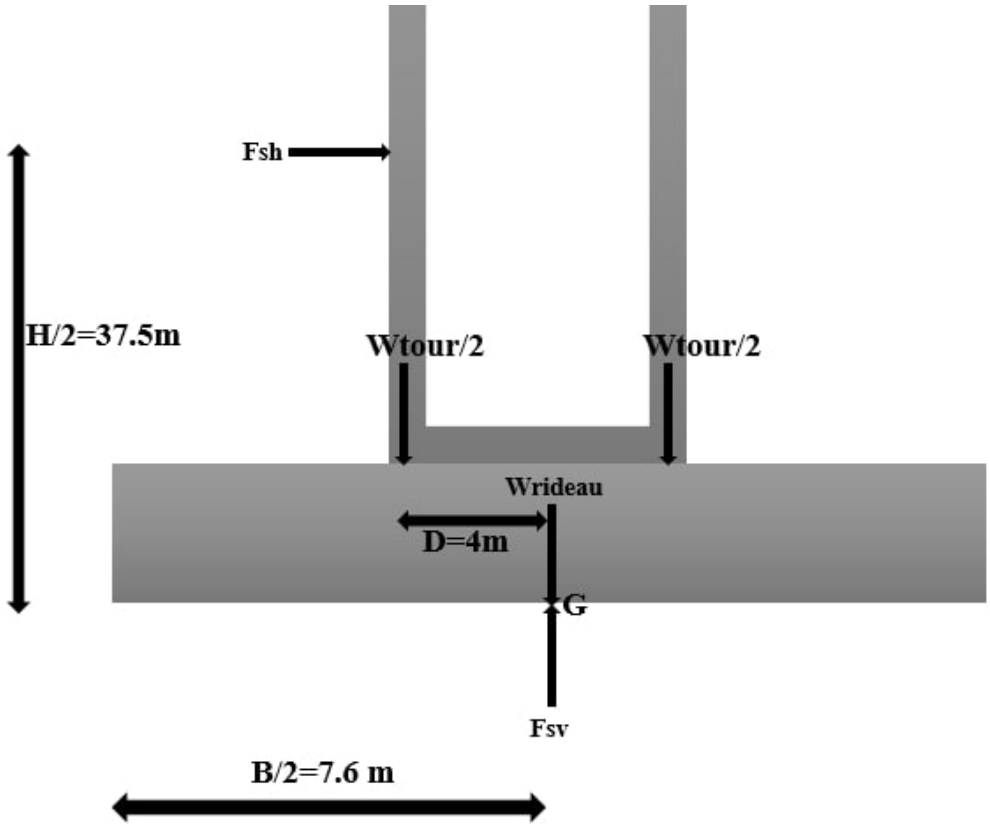


FIGURE 7.3 – Schéma statique de la structure (cas de stabilité au poinçonnement)

7.4.1 Cas sans charges sismiques :

$$\sum Fv = \mathrm{W_{t1}} + \mathrm{W_{t2}} + \mathrm{W_r} = N \tag{7.16}$$

$$\mathrm{M_G} = \mathrm{W_{t1}}.d - \mathrm{W_{t2}}.d$$

Avec :
d :la distnce entre le centre de gravité de l'ouvrage et le point d'application de la force.

Wt :poids de la tour.
En ELS :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B^2} = 271.98KN/m2$$

Supérieure à la capacité portante du Sol.

En ELU :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B^2} = 367.18KN/m2$$

Supérieure à 1.3 fois la capacité portante du Sol (1.3 $\sigma_{\mathrm{sol}=260KN/m^2)}$

7.4.2 Cas avec charges sismiques :

$$I := \frac{\mathrm{B_1} \cdot \mathrm{B_2^3}}{12} \tag{7.17}$$

$$\mathrm{y} := \frac{\mathrm{B_2}}{2} \tag{7.18}$$

$$\mathrm{S} := \frac{\mathrm{I}}{\mathrm{y}} \tag{7.19}$$

$$\mathrm{S} = 585.3\ \mathrm{m^3}$$

Avec :

I = Moment d'inertie du radier.

S = Module de section élastique du radier.

$$\sigma_1 = \frac{N}{A_{\text{radier}}} + \frac{M_G}{S}$$

Avec :

$M_g = F_{sh} \times y_g$.
Qui nous donne

$$\sigma_1 = 744.98 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A_{\text{radier}}} - \frac{M_G}{S}$$

$$\sigma_2 = -220.68 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

En résultat :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \tag{7.20}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 503.57 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Donc notre tour de prise n'est pas stable au poinçonnement.Le calcule de stabilité de la tour de prise a été fait en utilisant des données théoriques qui n'ont pas une relation avec notre site (la fondation de notre site est constituée d'alluvions de l'oued El Arabe avec une épaisseur qui varies de 20 à 26 mètres) donc la solution optimale est de réaliser cet ouvrage sur des pieux profonds pour transmettre les charges de l'ouvrage vers une fondation plus stable (la formation géologique 2) qui est une fondation demi-rocheuse , par contre Cette fondation requiert des injections pour améliorer sa capacité portante afin de supporter les charges transmissent par les pieux .

7.5 Vérification contre le soulèvement :

La vérification de la stabilité contre le soulèvement est une étape critique dans la conception et la construction de structures, en particulier dans le cas des barrages et des fondations. Le soulèvement peut se produire en raison de la pression de l'eau ou d'autres forces agissant sur la structure comme le séisme . Pour vérifier la stabilité contre le soulèvement, on calcule facteur de sécurité :

$$\text{F}_{\text{soul}} := \frac{\text{W}_{\text{t}}}{\text{F}_{\text{SV}}} \tag{7.21}$$

$$F_{soul} = 26.3$$

F.soul = Facteur de sécurité contre le soulèvement.

7.6 Conclusion

En conclusion de ce chapitre consacré au calcul de stabilité d'une tour de prise, il est évident que la stabilité de cette structure est d'une importance capitale pour la sécurité globale du barrage et son bon fonctionnement. La conception et l'analyse de la stabilité de la tour de prise doivent être menées avec rigueur et précision pour prévenir tout risque de défaillance ou d'effondrement.

Ce chapitre a abordé divers aspects de l'évaluation de la stabilité, notamment la prise en compte des charges appliquées, l'analyse des contraintes, la vérification des fondations, et la considération des facteurs de sécurité comme des outils essentiels pour évaluer la performance structurelle de la tour.

Il est important de noter que la stabilité d'une tour de prise ne doit pas être envisagée de manière isolée, mais dans le contexte global du barrage et de son environnement. Les interactions avec les autres composants du barrage, tels que les vannes et les conduites forcées, doivent être prises en compte dans l'analyse.

En fin de compte, la sécurité et la fiabilité de la tour de prise sont des préoccupations primordiales pour garantir la durabilité et la fonctionnalité du barrage dans son ensemble. Une conception soignée, une surveillance continue et une maintenance appropriée sont essentielles pour assurer le bon fonctionnement de la tour de prise et la sécurité des personnes et des biens à proximité du barrage. Ce chapitre offre un aperçu complet des principaux aspects à considérer dans le calcul de stabilité d'une tour de prise, fournissant ainsi une base solide pour la prise de décision et la gestion de ces structures cruciales dans le domaine de la gestion de l'eau .

CHAPITRE

8

TRAITEMENT DU BASSIN VERSANT

8.1 Traitement du bassin versant

L'objectif de l'étude sur le traitement est de recommander des aménagements préventifs qui peuvent contribuer à réduire et ralentir le processus d'envasement du barrage d'El Ouldja, tout en préservant la qualité des sols. Ces mesures se divisent en deux catégories distinctes :

8.1.1 Des mesures visant à diminuer le taux d'érosion

qui à l'origine sont faites pour répondre à l'utilisation du patrimoine naturel sol accidenté exposé à l'érosion et de le mettre en valeur en agissant sur leurs caractéristique morphométriques du bassin versant.

8.1.2 Des mesures visant à inhiber le phénomène des charriages

des particules des sols vers la cuvette du barrage pour augmenter, pour assurer son volume initialement étudié dont le but de la longévité de la durée de vie d'alimentation avale.

Le but de cette répartition de mesures est de mieux distinguer entre les mesures qui seront nécessaires à la protection de la cuvette et celles qui seront aussi utiles pour des raisons écologiques, notamment pour garantir la fertilisation des sols à long terme.

Les mesures de lutte contre l'érosion doivent principalement être mises en œuvre dans la zone agro-sylvo-pastorale, en cohérence avec la vocation naturelle de la région. En revanche, il est nécessaire d'instaurer un système de mise en défens pour la conservation et la régénération de la végétation steppique dans les zones de pâturage. Parallèlement, il convient d'orienter le pâturage vers d'autres bassins versants et plaines sahariennes pendant une période permettant la régénération complète de la couverture végétale.

La lutte contre les diverses formes d'érosion vise principalement à traiter directement ou indirectement leurs origines. Ces mesures sont étroitement liées à l'utilisation des terres et ont pour objectif de préserver l'environnement spatial. Leur mise en œuvre nécessite la participation active des communautés rurales qui exploitent les terres dans le bassin versant. Voici les mesures que nous recommandons :

Gestion de l'utilisation des terres :

- Mettre en place une gestion adéquate de l'utilisation des terres pour minimiser les pratiques agricoles ou pastorales qui favorisent l'érosion, telles que le surpâturage, la déforestation ou le labour en pente.

Afforestation et reboisement :

- Encourager la plantation d'arbres et la régénération naturelle des forêts pour stabiliser les sols, réduire l'érosion éolienne et renforcer la structure du sol.

Pratiques agricoles durables :

- Promouvoir des pratiques agricoles durables telles que la conservation des sols, la rotation des cultures, et l'application judicieuse de l'irrigation pour réduire l'érosion des terres agricoles.

Aménagement des bassins versants :

- Concevoir des aménagements spécifiques pour contrôler le ruissellement, tels que des digues, des seuils en gabion, et des terrasses, afin de prévenir l'érosion hydrique.

Formation des communautés locales :

- Sensibiliser et former les communautés rurales aux méthodes de gestion durable des terres et à la prévention de l'érosion.

Gestion de l'eau :

- Mettre en place des pratiques de gestion de l'eau, comme la construction de petits barrages ou de réseaux de canaux, pour réguler le débit des eaux de ruissellement et minimiser l'érosion des sols.

Surveillance et suivi :

- Établir un système de suivi pour évaluer l'efficacité des mesures prises et apporter des ajustements si nécessaire.

Ces mesures visent à réduire l'érosion des sols, à protéger les ressources naturelles et à garantir la durabilité de l'environnement dans le bassin versant, tout en impliquant activement les communautés locales dans la préservation de leur terre.

8.2 Stratégie d'intervention dans le bassin versant d'El Ouldja

Les méthodes de lutte de cette stratégie seront différentes selon qu'il s'agit de protéger des parcelles ou d'aménager des espaces relativement vastes.

Il est important de souligner qu'une technique n'exclut pas les autres et qu'au contraire, il faut tenter de trouver la meilleure combinaison possible de techniques selon les moyens disponibles. Notre intervention s'effectue à deux niveaux comme le montre le schéma ci-dessous :

8.3 Objectifs

Les objectifs de la conservation des sols et des eaux se situent à deux niveaux :

-Permettre l'utilisation des ressources naturelles du bassin à des buts productifs, d'une façon durable .

-Prolonger la durée de vie utile des barrages à l'aval, en réduisant les apports solides dans les cuvettes des barrages par des mesures compensatrices des zones exposées aux phénomènes d'érosion.

Dans ce cas, les mesures de conservation sont mises en place pour répondre au second objectif, en se basant sur l'objectif principale aménagement des bassins versants des barrages.

8.4 Les techniques disponibles

On distingue deux types de mesures :

Des mesures visant à diminuer le taux d'érosion, qui à l'origine sont faites pour répondre à l'utilisation du patrimoine naturel sol accidenté exposé à l'érosion et de le mettre en valeur en agissant sur leurs caractéristique morphométriques du bassin versant.

Des mesures visant à inhiber le phénomène des charriages des particules des sols vers la cuvette du barrage pour augmenter, pour assurer son volume initialement étudié dont le but de la longévité de la durée de vie d'alimentation avale.

Le but de cette répartition de mesures est de mieux distinguer entre les mesures qui seront nécessaires à la protection de la cuvette et celles qui seront aussi utiles pour des raisons écologiques, notamment pour garantir la fertilisation des sols à long terme.

Les mesures anti-érosives doivent être surtout entreprises dans le domaine Agro-sylo - pastoral répondant à la vocation propre de la région. Par contre le pâturage doit être soumis au système de mis en défens pour la conservation et régénération des végétations steppiques ou d'orienté vers d'autres bassins versants et plaines saharienne le temps d'une régénération du couvert végétal complet.

La lutte contre les formes d'érosions essaie de traiter plus ou moins directement ses causes.

8.5 Mesures anti-érosives

Les mesures antiérosives concernent :

-Minimisation des phénomènes de ruissellement à cause d'irrigation
-Réseau de banquettes
-Des seuils de correction torrentielle
-Reboisement
-La fixation des berges, les zones boisées bien qu'elles soient parfois situées sur des pentes abruptes sont peu soumises à l'érosion, préservant les sols contre l'érosion et par la même la dégradation qui est difficile à corriger avec les retombées socio-économiques qui en découlent l'envasement du barrage, perte de sol, exode rurale ; etc.). D' après les constats faites sur le terrain, certaines mesures nécessitent une attention particulière et concerneront notamment :

-Le nettoiement de la forêt.

-Le traitement contre la processionnaire du pin pour la préservation des espèces existantes.

-La protection du patrimoine forestier contre l'action anthropique « pâturage et l'incendies »

La surveillance.

Malgré cette richesse, les sols sont pratiquement dégradés par effet du surpâturage, toujours dans la même zone, et même sur des pentes élevées, créant ainsi une pression qui aura des répercussions négatives sur le développement des jeunes pousses qui n'auront pas le temps de se développer ou de se régénérer, activant ainsi une destruction de la forêt

naturelle.

Pour remédier à cet impact négatif, nous proposons de mettre en défens les zones de pâturage par une plantation fourragère de type Atriplexe dans les zones de maquis et parcours et le gardiennage sévère des zones de l'Alfas pour assurer sa régénération avec compétition complète sur le sol. Cette technique contribue aux blocages des sédiments arrachés par l'érosion.

8.6 Action à projeter

Les actions à projeter concernent :

-Reconstitution du patrimoine pastoral : mise en défens

-Plantations fourragères et plantation forestière

-Plantation de figuier de Barbarie : Opuntia sp

-Des seuils de correction torrentielle avec des :
-seuils en gabions
-Les parades (seuils)
-Les parades actives ou seuils doubles
-Les parades passives (Seuils ou barrages, plage de dépôt, Digues de protection)
-Implantation

-Murettes en pierres sèches

-Digue déversante en pierres maçonnées type Greager (Fossé de décantation).

8.7 Conclusion

En conclusion de ce chapitre consacré au traitement du bassin versant, il est clair que la préservation de ces zones revêt une importance capitale pour la gestion durable des ressources naturelles et la protection de l'environnement. Les mesures de lutte contre l'érosion et de préservation des sols jouent un rôle central dans cet objectif. L'engagement des communautés locales est essentiel pour garantir le succès de ces initiatives.

L'application de pratiques agricoles durables, la reforestation, la régénération des écosystèmes naturels et la gestion appropriée de l'eau sont autant de stratégies qui contribuent

à prévenir l'érosion et à maintenir la stabilité des sols. De plus, la sensibilisation et la formation des communautés rurales sont des facteurs clés pour assurer une mise en œuvre efficace de ces mesures.

Le traitement du bassin versant est donc une démarche holistique qui intègre des aspects environnementaux, sociaux et économiques. Elle vise à préserver les terres et les ressources en eau, à protéger la biodiversité, et à soutenir les communautés locales dans leur quête de durabilité. En définitive, le succès de la gestion du bassin versant repose sur une collaboration étroite entre les parties prenantes, la mise en œuvre cohérente de mesures adaptées, et la poursuite d'efforts continus pour maintenir l'équilibre écologique et la vitalité des régions concernées.

CHAPITRE

9

ÉQUIPEMENTS HYDROMÉCANIQUES ET ÉQUIPEMENTS D'AUSCULTATION

9.1 Introduction

Les barrages jouent un rôle vital dans la gestion de l'eau, la production d'énergie, et la prévention des inondations. Pour garantir leur performance et leur sécurité, il est essentiel d'utiliser des équipements hydromécaniques et d'auscultation de pointe. Ce chapitre explore en détail les types d'équipements utilisés dans ces deux domaines critiques de la gestion des barrages.

9.2 Équipements Hydromécaniques

9.2.1 Vannes et Dispositifs de Contrôle

Les vannes et les dispositifs de contrôle sont utilisés pour réguler le débit d'eau à travers le barrage. Les vannes à guillotine, les vannes papillon, et les vannes à aiguille sont couramment utilisées. La conception de ces vannes doit prendre en compte la pression hydraulique, la résistance à la corrosion, et la fiabilité opérationnelle.



FIGURE 9.1 – Vanne batardeau

9.2.2 Équipements de Levage

Les barrages nécessitent souvent des équipements de levage tels que des grues et des treuils pour la maintenance et les réparations. Ces équipements doivent être adaptés aux environnements aquatiques et résistants à la corrosion.

9.2.3 Grilles et Dégrilleurs

es grilles et les dégrilleurs sont utilisés pour empêcher les débris et les sédiments de pénétrer dans les conduites d'admission (les prises d'eau et la conduite de vidange) et d'endommager les équipements.

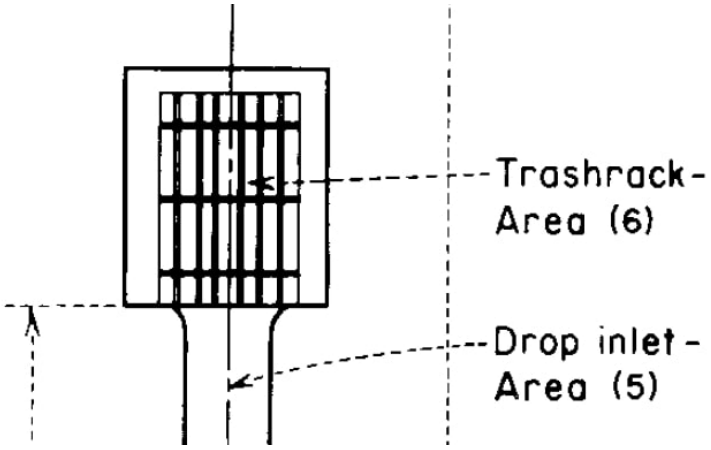


FIGURE 9.2 – Schéma grille de vidange du fond (USBR Design of small dams)

9.3 Équipements d'Auscultation

L'objectif principal de l'auscultation pour cet ouvrage est de s'assurer de la pérennité de sa stabilité. Les points suivants seront donc surveillés :

- Mesures des déplacements et des tassements du barrage,
- Suivi de la piézométrie sur le site de l'aménagement,
- Auscultation du débit des infiltrations du barrage,
- Echèles limnimétriques,
- Inclinomètres,
- Suivi des pressions interstitielles en fondation du barrage.

9.3.1 Capteurs piézomètriques

Les capteurs piézométriques, également appelés capteurs de pression piézométrique, sont des dispositifs de mesure utilisés pour déterminer la pression d'eau à une profondeur donnée dans un puits, un réservoir, un aquifère ou tout autre environnement géologique. Ces capteurs sont essentiels dans le domaine de l'hydrologie, de l'hydrogéologie et de la gestion des ressources en eau pour surveiller et mesurer les niveaux d'eau souterraine.



FIGURE 9.3 – Capteur piézométrique

Voici quelques points clés concernant les capteurs piézométriques :

Fonctionnement :

Les capteurs piézométriques fonctionnent en mesurant la pression exercée par la colonne d'eau au-dessus du point de mesure. Plus la profondeur de l'eau est grande, plus la pression exercée est élevée. Ces capteurs sont équipés de transducteurs de pression qui convertissent la pression en signaux électriques (généralement en volts ou en millivolts) qui sont ensuite convertis en lectures de niveaux d'eau.

Applications :

Les capteurs piézométriques sont utilisés pour surveiller les niveaux d'eau souterraine dans les puits de surveillance, les forages, les piézomètres et d'autres installations hydrologiques. Ils sont également utilisés pour surveiller les niveaux d'eau dans les rivières, les lacs et les réservoirs.

Précision et fiabilité :

Ces capteurs sont conçus pour offrir une grande précision et une fiabilité élevée, car des mesures précises des niveaux d'eau souterraine sont cruciales pour la gestion des ressources en eau, la modélisation hydrologique et la détection précoce des variations de niveaux.

Intervalle de mesure :

Les capteurs piézométriques peuvent être configurés pour mesurer des niveaux d'eau sur une base continue ou à intervalles réguliers. Certains modèles offrent également des capacités d'enregistrement de données à long terme.

Surveillance à distance :

Dans de nombreuses applications modernes, les données des capteurs piézométriques sont collectées à distance à l'aide de systèmes de télémétrie, ce qui permet une surveillance en temps réel et des alertes en cas de variations anormales des niveaux d'eau.

En résumé, les capteurs piézométriques sont des dispositifs essentiels pour la surveillance des niveaux d'eau souterraine et de surface, ce qui contribue à une gestion efficace et durable des ressources en eau, y compris dans le contexte de l'hydraulique et des barrages.

9.3.2 Inclinomètres

Les inclinomètres mesurent les mouvements de déformation du sol ou de la roche. Ils sont souvent installés en profondeur pour surveiller les glissements de terrain potentiels ou d'autres mouvements du sol près du barrage. Les données d'inclinométrie sont cruciales pour détecter les signes précurseurs de problèmes géotechniques.

9.3.3 Les fissuromètres

Un fissuromètre est un instrument de mesure utilisé pour détecter et surveiller les fissures ou les craquelures dans les structures, telles que les barrages, les ponts, les bâtiments et d'autres infrastructures. Cet outil est essentiel pour évaluer la santé structurelle des ouvrages et prendre des mesures préventives ou correctives en cas de fissures.

Voici quelques aspects importants concernant les fissuromètres :

Fonctionnement :

Les fissuromètres fonctionnent en mesurant la largeur et la propagation des fissures. Ils sont généralement constitués d'un cadre de référence fixe et d'un mécanisme mobile qui peut être placé sur ou à proximité de la fissure. Des capteurs ou des jauges de déformation



FIGURE 9.4 – Un fissuromètre automatique

sont intégrés pour mesurer les changements de distance entre les parties du mécanisme mobile.

Utilisation :

Les fissuromètres sont utilisés pour surveiller les structures sujettes aux fissures, comme les barrages, les digues, les ponts, les tunnels, les bâtiments, les fondations, etc. Ils sont essentiels pour détecter la progression des fissures et pour prendre des décisions de maintenance ou de réparation.

Types de fissures :

Les fissuromètres sont adaptés pour détecter différents types de fissures, qu'elles soient horizontales, verticales, diagonales ou de toute autre orientation. Ils peuvent également être utilisés pour surveiller les fissures en fonction de leur largeur.

Données enregistrées :

Les fissuromètres enregistrent généralement des données en continu ou à intervalles réguliers, ce qui permet de suivre l'évolution des fissures au fil du temps. Ces données sont souvent utilisées pour évaluer la sécurité structurelle et planifier des réparations si nécessaire.

Maintenance préventive :

En utilisant des fissuromètres, les ingénieurs peuvent mettre en œuvre une maintenance préventive, en identifiant les fissures naissantes avant qu'elles ne deviennent des problèmes majeurs. Cela contribue à prolonger la durée de vie utile des structures.

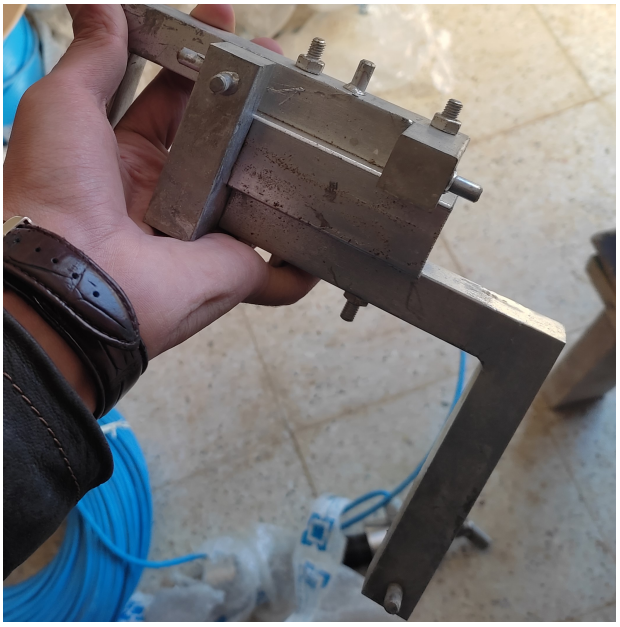


FIGURE 9.5 – Un fissuromètre mécanique

En résumé, les fissuromètres sont des outils précieux dans le domaine de l'ingénierie et de la gestion des infrastructures, car ils permettent de surveiller et de mesurer avec précision les fissures dans les structures, contribuant ainsi à la sécurité et à la durabilité des ouvrages, y compris les barrages.

9.3.4 Capteurs de Déformation

Les capteurs de déformation surveillent les déformations dans la structure du barrage. Ils peuvent être installés sur les parois du barrage, les fondations ou les composants clés. Ces capteurs détectent les mouvements qui pourraient indiquer des fissures ou des défaillances potentielles.

9.3.5 Capteurs de Niveau

Les capteurs de niveau surveillent en continu le niveau de l'eau dans le réservoir du barrage. Ils envoient des données en temps réel pour aider à maintenir un contrôle précis du débit

d'eau et à prévenir les inondations en cas de montée soudaine du niveau de l'eau.

Ces équipements sont intégrés dans un système de surveillance et de contrôle global qui permet aux ingénieurs et aux gestionnaires de barrages de prendre des décisions informées pour garantir la sécurité et la performance du barrage. Les données collectées par ces équipements sont cruciales pour la maintenance préventive, la gestion des risques, et la sécurité à long terme des barrages.

9.3.6 Auscultation topographique de précision

On utilise trois systèmes d'auscultation topographique de précision permettant de suivre la déformation du barrage principal en trois directions, amont- aval, rive droite- rive gauche, soulèvement –tassement, soit mouvement en grand absolu, mouvement relatif de la fondation et mouvement relatif des joints entre blocs.

9.3.7 Météorologie et hydrologie

On installe une station climatologique en rive droite près des bureaux de l'administration. Elle est composée d'un pluviomètre, un pluviogramme, un bac d'évaporation, un anémomètre totaliseur, un héliographe et un abri météorologique (thermographe, hydrographe, thermomètre max / min).

Une échelle limnimétrique est installée sur la paroi de la tour de prise, pour assurer les lectures visuelles du niveau du plan d'eau de la cuvette.

Une autre échelle sur la paroi de l'ange de l'évacuateur en rive droite, pour assurer les lectures du niveau de l'eau de l'oued à l'aval.

On installe aussi un limnigraphe sur la crête du barrage en amont du bloc centrale mis en place essentiellement pour enregistrer les niveaux et hydrogrammes des crues déversantes.

9.4 Conclusion

Ce chapitre offre une vue d'ensemble approfondie des équipements hydromécaniques et d'auscultation pour les barrages. Il constitue une ressource précieuse pour la compréhension des technologies et des pratiques essentielles dans le domaine de la gestion des barrages.

CHAPITRE

10

ORGANISATION DE CHANTIER

10.1 Introduction

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possibles d'un travail pour abaisser les coûts de productions en imposant un rythme de travail et pour cela il faut une bonne utilisation des moyens humains et matériels dans le but de rechercher : la rapidité, la qualité et l'économie
Une reconnaissance meilleure du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché.
Ces constructions présentent de grandes difficultés, mais il faut les réaliser, dont certaines sont Il est impératif d'avoir une connaissance précise de tout problème qui survient organisation du site. Atteindre ces objectifs nécessite :

-Définir précisément les modalités d'exécution et les modes de fonctionnement qui permettent cela Présentation de la dernière technologie de construction à haute efficacité.
-Affecter des employés spécialisés pour répartir et coordonner les tâches.
-Construire correctement les emplois stables que nous entreprenons. La mécanisation progresse.
-Déterminer la quantité et la qualité du personnel à affecter, ainsi que les coûts de main d'œuvre ont un impact significatif sur le coût.

10.2 Organisation technique de préparation

La mise en place de l'organisation technique de préparation pour la construction hydrotechnique débute par des étapes cruciales, notamment la préparation des documents qui autorisent l'entité à entreprendre les 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 qualité et en quantité.

2. mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

10.3 Installations du chantier

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain de larges espaces, a fin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixe de travail. On peut distinguer les installations

suivantes :

10.3.1 Installations destinées au personnel

Ces installations englobent généralement les espaces de couchage, les vestiaires, les aires de restauration, les équipements sanitaires et les bureaux temporaires du chantier.

10.3.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Matériaux granulaires Les matériaux granulaires utilisés pour la fabrication du béton, comme le sable et les graviers, doivent faire l'objet d'une vérification à leur réception.
Il est essentiel de contrôler leur granulométrie en prélevant des échantillons. Les divers types de sable et de graviers seront entreposés ensemble en forme de tas.
Compte tenu de leurs densités différentes, il existe un risque de perturber la précision des mesures si nous les mélangeons.
Par conséquent, nous allons opter pour un mode de stockage en étoile.

Il est également crucial de vérifier le taux d'humidité des agrégats avant leur utilisation, car il peut varier en fonction de l'humidité atmosphérique et des précipitations éventuelles.

En ce qui concerne le ciment et les armatures métalliques, le ciment sera livré en vrac et stocké dans des silos. À sa réception, il sera essentiel de réaliser un contrôle de la température et de réaliser certaines analyses de laboratoire, notamment pour évaluer sa résistance, son temps de prise, et pour examiner les caractéristiques des aciers. Ils seront conservés dans des endroits à l'abri de l'humidité, comme des bâtiments ou des entrepôts.

En ce qui concerne l'eau utilisée pour le mélange du béton, elle devra respecter les normes internationales en ce qui concerne plusieurs paramètres, notamment :

Matières organiques : 0.1 (g/l)
Matières en suspension : 0.2 (g/l)
Sels dissous : 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 substances indésirables présentent le risque de provoquer des prises de ciment incorrectes ou d'endommager le ciment lui-même, voire d'attaquer les armatures en acier.

Le béton

C'est un matériau artificiel qui est largement utilisé dans les travaux publics et la construction en général de nos jours. Le béton utilisé doit avoir une résistance à la compression de 180 bars à 28 jours. Il est composé de sable, de graviers, d'un liant hydraulique (ciment ou autre) et d'eau.

L'énergie électrique

L'approvisionnement en énergie électrique sera assuré par un groupe électrogène, éliminant ainsi la nécessité de se connecter à un réseau électrique à moyenne tension (SONELGAZ).

L'approvisionnement en eau potable

Elle sera garanti par un réservoir de stockage dont le volume sera régulièrement réapprovisionné.

l'approvisionnement en carburant

Il sera géré par des camions-citernes, avec un stockage effectué dans des réservoirs enterrés équipés d'un système de pompage.

10.3.3 Installations destinées à la réparation des engins

En règle générale, les réparations majeures ne sont pas effectuées directement sur le site de construction. Cependant, il est essentiel de disposer d'un atelier bien équipé capable de prendre en charge la maintenance de routine et les réparations d'urgence des équipements divers.

10.3.4 Installations pour la préfabrication

Il s'agit habituellement de bâtiments dotés de l'équipement nécessaire pour la fabrication des composants de l'ouvrage, tels que les poutres, les dalles, les conduites et les murets.

10.4 Rôles et responsabilité des intervenants sur chantier

Avant d'entrer dans le vif de la problématique du chantier du barrage, Il semble important de rappeler les rôles des différentes personnes appelées à intervenir.

10.4.1 Le maître de l'ouvrage

Le directeur de chantier a pour rôle d'organiser efficacement le travail sur chantier. Il fait la répartition de la main d'ouvre selon la tache attribuée à chaque équipe, il assure la coordination entre les différentes équipes de travail, contrôle l'exécution des travaux, prépare les endroits d'installation des matériaux et du matériel, contrôle le circuit de circulation des engins Le maître d'œuvre s'agisse d'une personne physique ou morale, est désigné par le maître de l'ouvrage pour remplir diverses responsabilités. Celles-ci incluent la réception de l'ouvrage, la préparation du dossier utilisé pour solliciter des offres de la part des entreprises, le soutien au maître de l'ouvrage dans le processus d'analyse des offres, la surveillance minutieuse de la réalisation des travaux, ainsi que la proposition de l'acceptation et du paiement des travaux une fois leur décompte établi. Dans le contexte spécifique d'un barrage, le maître d'œuvre se voit généralement confier une tâche supplémentaire, à savoir superviser les phases allant de l'obturation initiale jusqu'à l'achèvement de la mise en eau, tout en veillant à régler les détails concernant le rapport de cette première mise en eau.

10.4.2 Le maître d'œuvre

Le maître d'œuvre est une personne ou une entité chargée de la gestion et de la supervision d'un projet de construction ou d'un ouvrage, du début à la fin. Le rôle du maître d'œuvre est essentiel pour assurer la réussite d'un projet. Voici un aperçu de ses responsabilités principales :

Conception du Projet :

Le maître d'œuvre collabore avec le maître d'ouvrage (le client) pour définir les objectifs du projet, les besoins, et les contraintes. Il participe à la conception préliminaire de l'ouvrage, y compris la planification, la conception architecturale, et la sélection des matériaux.

Appels d'Offres :

Le maître d'œuvre peut aider le maître d'ouvrage à préparer les documents d'appels d'offres, à évaluer les offres soumises par les entrepreneurs et à recommander la sélection de l'entrepreneur principal.

Gestion de Projet :

Une fois le contrat signé avec l'entrepreneur principal, le maître d'œuvre prend en charge la gestion globale du projet. Cela comprend la planification détaillée, la gestion des coûts, la supervision de la qualité, le suivi des délais, et la coordination entre les différentes équipes impliquées.

Surveillance de la Construction :

Le maître d'œuvre surveille le travail sur le chantier pour s'assurer que les normes de qualité sont respectées et que le travail est conforme aux plans et aux spécifications. Il gère également les problèmes imprévus qui peuvent survenir pendant la construction.

Gestion des Changements :

Si des modifications au projet sont nécessaires en cours de route, le maître d'œuvre les évalue, négocie les coûts et les délais avec l'entrepreneur, et assure leur mise en œuvre conforme aux besoins du maître d'ouvrage.

Réception de l'Ouvrage :

Une fois la construction terminée, le maître d'œuvre procède à la réception de l'ouvrage. Cela implique des inspections finales, des tests, et la vérification que tout est conforme aux spécifications du contrat.

Clôture du Projet :

Le maître d'œuvre gère la clôture administrative du projet, y compris la vérification des paiements, la remise de la documentation et des garanties au maître d'ouvrage, et la fin de sa responsabilité contractuelle.

En résumé, le maître d'œuvre agit en tant que représentant du maître d'ouvrage pour s'assurer que le projet est réalisé conformément aux exigences établies, dans les délais et les budgets prévus, tout en maintenant des normes de qualité élevées.

10.4.3 L'entrepreneur

L'entrepreneur est une personne ou une entreprise qui prend en charge la réalisation concrète d'un projet de construction, de rénovation, ou de tout autre ouvrage. L'entrepreneur est généralement sélectionné par le maître d'ouvrage (le client) à travers un processus d'appel d'offres ou de négociation directe. Voici un aperçu des rôles et responsabilités de l'entrepreneur dans un projet de construction :

Mise en Œuvre du Projet :

L'entrepreneur est chargé de mettre en œuvre le projet conformément aux plans, aux spécifications techniques et aux exigences du contrat. Cela implique la gestion des ressources humaines, des matériaux, de l'équipement et de la logistique nécessaires à la construction.

Gestion de la Main-d'Œuvre :

L'entrepreneur embauche et supervise les travailleurs nécessaires pour la réalisation du projet, y compris les ouvriers, les artisans, les techniciens et les gestionnaires de chantier. Il veille à ce que la main-d'œuvre soit qualifiée et formée pour les tâches assignées.

Achat de Matériaux et de Fournitures :

L'entrepreneur est responsable de l'approvisionnement en matériaux, en équipement et en fournitures nécessaires à la construction. Il doit veiller à la qualité des matériaux et à leur conformité avec les spécifications du projet.

Gestion du Chantier :

L'entrepreneur supervise le chantier de construction au quotidien. Cela comprend la coordination des activités des différents corps de métier, la gestion des sous-traitants le cas échéant, et la résolution des problèmes qui peuvent survenir pendant la construction.

Respect des Délais et des Budgets :

L'entrepreneur est chargé de respecter les délais et les budgets établis dans le contrat. Il doit gérer efficacement les ressources pour éviter les retards et les dépassements de coûts.

Qualité et Conformité :

L'entrepreneur doit s'assurer que la qualité du travail est conforme aux normes et aux spécifications du projet. Il effectue des inspections et des tests pour garantir la qualité de la construction.

Santé et Sécurité :

L'entrepreneur est responsable de la sécurité sur le chantier. Il doit mettre en place des mesures de sécurité pour protéger les travailleurs et les visiteurs, ainsi que pour prévenir les accidents.

Communication :

L'entrepreneur communique régulièrement avec le maître d'ouvrage et d'autres parties prenantes pour tenir informé de l'avancement du projet, des problèmes éventuels et des décisions à prendre.

En fin de compte, l'entrepreneur joue un rôle essentiel dans la réalisation réussie d'un projet de construction, en transformant les plans et les spécifications en un ouvrage physique conforme aux attentes du maître d'ouvrage.

10.5 Les moyens de chantier

10.5.1 Les moyens humains

En ce qui concerne les ressources humaines nécessaires à la réalisation de l'ouvrage, il est impératif de démontrer l'emploi de personnel qualifié, en spécifiant leurs qualifications et compétences, tant pour la phase d'étude préliminaire que pour la construction.

10.5.2 Les moyens matériels

Nous pouvons classifier l'équipement requis en trois catégories : le matériel de terrassement standard, le matériel adapté au type de barrage en question, et le matériel spécifique.

Il est nécessaire de fournir des informations détaillées sur l'ensemble de l'équipement, y compris les marques, les modèles, les capacités, les performances, ainsi que le nombre d'engins alloués au chantier, et de préciser comment ils seront utilisés en fonction des différentes phases des travaux.

10.5.3 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 ...).

Le bulldozer.
Pelle mécanique.
Chargeur à pneu ou à chenilles.
Décapeuse.
Niveleuse et les camions.

10.5.4 Le matériel lié au type de barrage

Le matériel de compactage

Le processus de compactage des remblais requiert l'utilisation d'équipements spécialisés, parmi lesquels les types les plus courants sont les suivants :

Compacteurs à pneus : Ils sont adaptés au compactage de presque tous les types de sols.

Compacteurs à rouleaux vibrants : Ces engins sont employés pour le compactage de matériaux présentant un angle de frottement élevé, comme les enrochements ou les sables à

granulométrie serrée.

Compacteurs à pieds dameurs : Ils sont appropriés pour le compactage des sols fins.

Le matériel de bétonnage

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la préparation du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur – tunnel de dérivation ...)

10.6 Terrassement au niveau des installations de chantier

10.6.1 Exécution des voies d'accès

L'accès au site se fait par deux pistes distinctes, l'une menant à la carrière et l'autre conduisant au lieu de stockage des matériaux fins. Ces pistes ne sont pas revêtues.

10.6.2 Détermination des engins nécessaires

Pour l'exécution des voies d'accès il y a lieu de se disposer d'un chargeur au de la carrière d'alluvions dont le rendement est :

$$R = \frac{60 \times G \times K_r \times K_t}{T \times K_f} \tag{10.1}$$

Où :
G : capacité du godet. (m3/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 :

$$R = \frac{60 \times G \times K_r \times K_t}{T \times K_f} \tag{10.2}$$

Il est à signaler, qu'avant l'exécution des voies d'accès il est nécessaire de procéder à leur préparation au moyen d'un bulldozer avec un rendement important.

10.6.3 Dérivation provisoire

Il est impératif, d'une part, de sécuriser le chantier contre les crues potentiellement significatives afin de minimiser les risques d'inondation et de ne pas entraver la progression des travaux.
D'autre part, il est essentiel que les travaux de dérivation soient rapides et aisés à exécuter, afin de réduire au maximum la durée totale de construction.
La réalisation de ce projet se décompose en deux phases distinctes :

L'excavation dans un terrain rocheux à l'aide d'explosifs.
La construction des parois et du revêtement en béton de la galerie.

10.6.4 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 le corps de l'évacuateur.

10.6.5 Exécution des travaux de béton

Les opérations de bétonnage constituent généralement une phase critique dans la construction du barrage, étant donné que la plupart des structures requièrent d'importantes quantités de ce matériau.
Il est donc essentiel de spécifier la composition du béton en fonction de son utilisation prévue et de l'envergure de l'ouvrage à construire, tout en respectant scrupuleusement les directives du concepteur.

10.6.6 Exécution de la vidange de fond

Sous forme de conduite en acier .

10.7 Planification

L'optimisation des opérations vise en permanence à rechercher la manière la plus efficiente d'utiliser de manière économique la main-d'œuvre et les autres ressources pour garantir l'efficacité de l'action entreprise.

Cette optimisation comprend les étapes suivantes :

Mise en place des stations de travail.
Observations immédiates.
Analyse des différentes tâches.
Mesure du temps.
Définition claire des objectifs et des responsabilités
Simplification des méthodes.
Stabilisation des postes de travail.

10.7.1 Étapes de la planification

La planification consiste à guider le processus de réalisation des travaux, et elle englobe les étapes suivantes :

Collecte d'informations :

Il s'agit de synthétiser les données recueillies à partir d'analyses comparatives pour une utilisation correcte dans le plan de notre projet.

Décomposition du projet :

Le projet est divisé en tâches, chaque tâche étant attribuée à un responsable avec ses besoins en équipement et sa durée de réalisation, en fonction du rythme de travail de chaque machine.

Relations entre les tâches :

Deux types de relations sont essentielles dans la réalisation des travaux : une basée sur une séquence logique et l'autre sur une séquence préférentielle.

Choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul dépend principalement de la nature de l'ouvrage à construire. Dans le cas où les opérations se suivent de manière séquentielle, comme dans notre situation, il est recommandé d'opter pour la méthode C.P.M.

10.7.2 Plannings des travaux

Il y a trois types de planification des travaux :

Plan de travail au plus tôt :

Toutes les tâches commencent dès que possible. Les entreprises choisissent ce type de planification lorsqu'elles disposent de ressources abondantes et travaillent simultanément sur plusieurs chantiers.

Plan de travail au plus tard :

Toutes les tâches débutent à leur date limite la plus tardive. Ce choix est fait par les entreprises lorsque leurs ressources sont limitées, car il est plus économique.

Plan de travail intermédiaire :

Les tâches commencent à une date intermédiaire, entre la date la plus précoce et la date la plus tardive. Ce type de planification est privilégié par les entreprises qui disposent de ressources abondantes et travaillent sur un seul chantier (conditions idéales).

10.7.3 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

Méthodes basées sur le réseau.
Méthodes basées sur le graphique.

Méthodes basées sur le réseau :

10.7.4 Méthodes basées sur le réseau

Le réseau consiste en une représentation visuelle d'un projet qui met en lumière les liens entre les différentes opérations. Ces opérations peuvent être successives, se dérouler en parallèle, ou converger, toutes étant essentielles pour l'atteinte des objectifs de la planification. On peut distinguer deux catégories de réseaux :

Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



FIGURE 10.1 – réseau à noeuds

L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



FIGURE 10.2 – réseau à flèches

L'opération A précède l'opération B

Construction du réseau :

La construction d'un réseau implique la réalisation de trois étapes fondamentales :

Établissement d'une liste des tâches :

Cette première phase consiste à élaborer une liste complète, détaillée et précise de toutes les opérations essentielles à la réalisation du projet.

Détermination des tâches précédentes :

Après avoir établi la liste des tâches, il peut être complexe de créer un réseau, car il faut décider si les tâches antérieures doivent être exécutées successivement ou converger.

Construction de graphes partiels.
Intégration des graphes partiels.
Identification des tâches initiales et finales du projet.
Création du réseau.

Méthode du chemin critique (Critical Path Method / CPM) :

L'objectif de cette méthode est d'optimiser les délais de réalisation d'un projet en considérant trois étapes :

Première étape : détermination de la main-d'œuvre requise pour chaque tâche.

Deuxième étape : analyse systématique du réseau, étape par étape, jour après jour.

Troisième étape : adaptation du réseau aux contraintes et conditions spécifiques définies par l'entreprise.

10.7.5 Méthode de calcul de C.P.M

10.7.6 Délai de construction et programme des travaux

La durée de construction de l'ouvrage est calculée en prenant en compte la durée nécessaire pour chaque étape de sa réalisation. Il est important de noter que certaines de ces étapes peuvent être exécutées simultanément. Pour que ces travaux se déroulent de manière efficace, une planification minutieuse des tâches est essentielle, en respectant plusieurs critères, notamment :

La séquence appropriée des opérations, assurant une progression logique du travail.
Le respect des échéances pour chaque étape.
L'optimisation des coûts, en cherchant à accomplir le travail de la manière la plus économique possible.

Cette rationalisation des travaux repose sur plusieurs conditions, dont :

Une automatisation maximale des tâches.
La disponibilité d'équipements de construction à haut rendement, gérés par des travailleurs qualifiés.
La qualité du réseau routier utilisé pour les transports nécessaires à la réalisation des opérations.
La coordination temporelle des différentes tâches, afin de travailler simultanément sur plusieurs fronts sans compromettre leur qualité d'exécution.

10.7.7 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

TABLE 10.1 – Symboles des opérations et leurs duré :

Opération	Désignation	Temps de réalisation (mois)
Installations et accès	A	4
Excavations à ciel ouvert rive droite	B	4
Excavations à ciel ouvert rive gauche	C	3
Excavations à ciel ouvert lit d'oued	D	2
Pré-batardeau	E	1
Dérivation Provisoire	F	4
Batardeau amont	G	3
Batardeau aval	H	2
Vidange de fond	I	4
Construction du corps du barrage	J	9
Construction de l'évacuateur de crues	K	17
L'équipement hydromécanique	L	1
Travaux divers et de finition	M	2

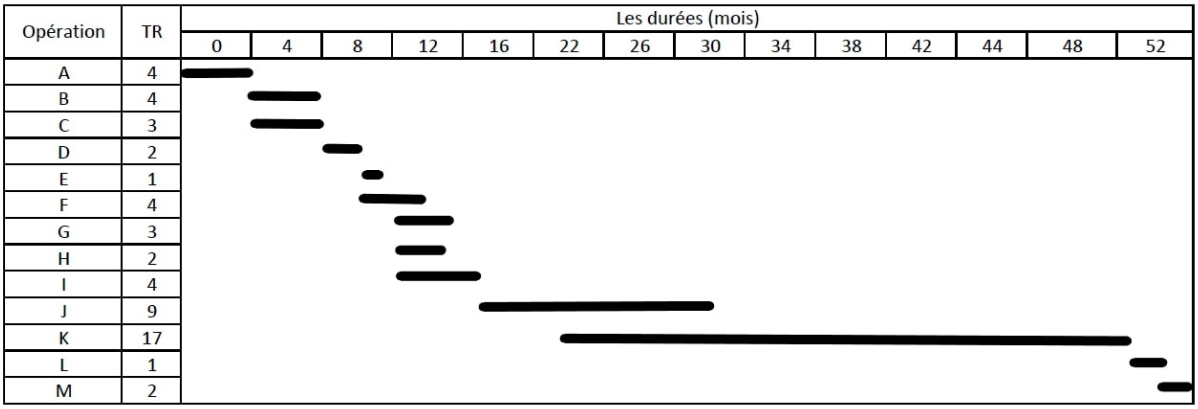


FIGURE 10.3 – Le diagramme de GANTT

10.8 CONCLUSION

L'organisation du chantier revêt une importance fondamentale pour la réalisation et la livraison à temps de tous les projets. Une efficace organisation dépend de la planification du chantier, qui peut être élaborée par diverses méthodes. La recherche du chemin critique joue un rôle crucial pour justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur joue un rôle central dans ce processus. Suite à cette étude, il est possible de conclure que les travaux de construction de ce projet s'étaleront sur une période de 56 mois.

CHAPITRE

11

CONCLUSION

Les analyses et les investigations menées dans le cadre de l'étude de la conception et dimensionnement du barrage d'el oudja ont conduit à plusieurs conclusions significatives :

La construction du barrage est techniquement réalisable sans rencontrer de difficultés majeures. L'utilisation d'un barrage en enrochements à masque comme digue principale présente l'avantage d'utiliser des matériaux disponibles sur place, ce qui favorisera l'emploi de la main-d'œuvre locale.

Le barrage, en raison de sa capacité de rétention, offre la possibilité d'assurer une irrigation durable. Cela ouvre la voie au développement du secteur agricole en permettant la mise en valeur de nouvelles terres, l'augmentation de la productivité, la diversification des cultures, et la croissance des industries liées à l'agriculture.

La réalisation du barrage générera un nombre considérable d'emplois à la fois pendant la phase de construction et à long terme lors de l'exploitation du barrage. Ces emplois couvrent divers secteurs, notamment l'exploitation du barrage, l'agriculture, et les services.

Le projet du barrage joue un rôle crucial en maintenant les populations rurales dans la région en leur offrant de véritables opportunités de développement. Cela revêt une importance particulière dans un environnement économiquement défavorisé et isolé.

Le barrage est considéré comme un investissement stratégique pour le pays. Il garantit l'accès aux ressources hydriques nécessaires à la survie des communautés locales et à la protection des zones environnantes.

En résumé, le barrage d'el ouldja représente un projet bénéfique à la fois sur le plan technique, économique, social, et environnemental, avec un potentiel significatif pour stimuler le développement local et répondre aux besoins en eau essentiels de la région.

CHAPITRE

12

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

B. TOUAIBIA (2004) : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.

B.TOUAIBIA et B.BENLAOUKLI (2004) : Introduction au dimensionnement des retenues colinaires.

HASSANE.M : Ouvrage hydrotechnique : ouvrages annexes $5^{ème}$ Année (ENSH- 2016).

Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators (UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR BUREAU OF RECLAMATION)

DESIGN OF SMALL DAMS (A Water Resources Technical Publication)First Edition, 1960.

DESIGN OF SMALL DAMS (A Water Resources Technical Publication)Second Edition, 1973.

DESIGN OF SMALL DAMS (A Water Resources Technical Publication)Revised Reprint, 1977.

DESIGN OF SMALL DAMS (A Water Resources Technical Publication)Third Edition, 1987.

Bakhmeteff, B. A. and Matzke, A. E., "The Hydraulic Jump in Terms of Dynamic Similarity," Transactions ASCE, Vol. 101, p. 630,1936 .

Hydraulic Design of Spillways EM 1110-2-1603 16 January 1990

Mémoire de synthèse APD fournie par le bureau d'étude ENB Grèce.

AL05 M05 $R1_2015 Memoiredesynthese$.

HANDBOOK OF HYDRAULICS FOR THE SOLUTION OF HYDRAULIC PROBLEMS HORACE WILLIAMS KING.

Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages Dam spillway design guidelines CFBR.

Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators R. M. Khatsuria.

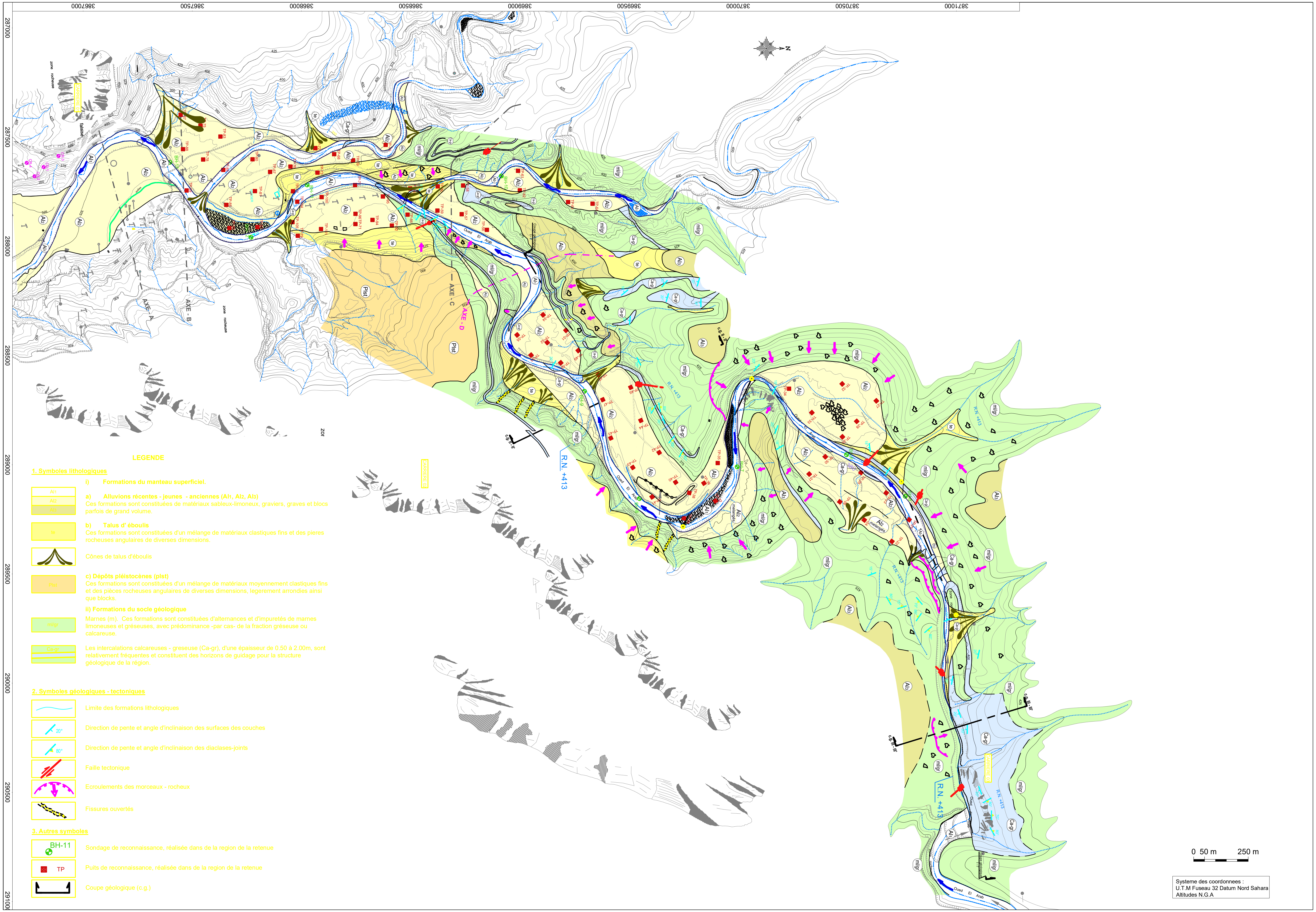
Fletcher, B. P. ; Saunders, P. E. Dynamic loading on sidewall monoliths of spillway stilling basins, Tech. Report HL-88-10, USWES.

Articles publiés par l'USBR .

CHAPITRE

13

ANNEXES



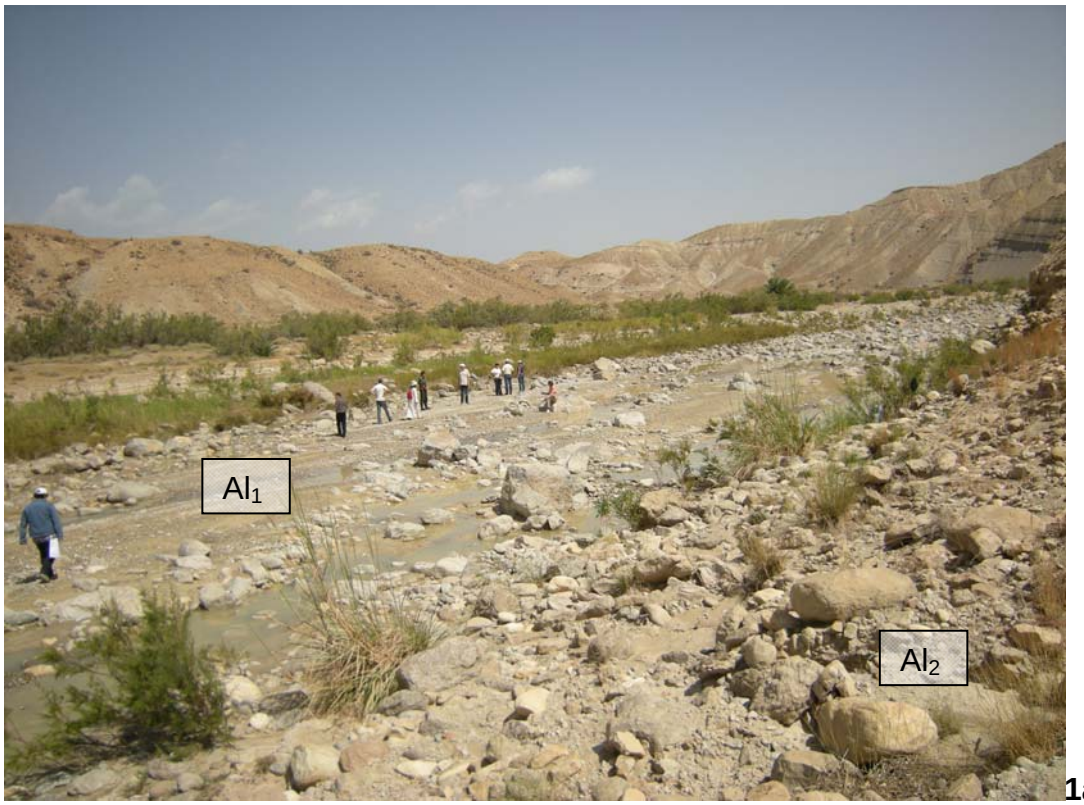
LEGENDE
1. Symboles lithologiques
i) Formations du manteau superficiel.
a) Alluvions récentes - jeunes - anciennes (Al1, Al2, Al3)
Ces formations sont constituées de matériaux sableux-limoneux, graviers, graves et blocs parfois de grand volume.
b) Talus d' éboulis
Ces formations sont constituées d'un mélange de matériaux clastiques fins et des pieres rocheuses angulaires de diverses dimensions.
Cônes de talus d'éboulis
c) Dépôts pléistocènes (plst)
Ces formations sont constituées d'un mélange de matériaux moyennement clastiques fins et des pièces rocheuses angulaires de diverses dimensions, legerement arrondies ainsi que blocks.
ii) Formations du socle géologique
Marnes (m). Ces formations sont constituées d'alternances et d'impuretés de marnes limoneuses et gréseuses, avec prédominance -par cas- de la fraction gréseuse ou calcareuse.
Les intercalations calcareuses - greseuse (Ca-gr), d'une épaisseur de 0.50 à 2.00m, sont relativement fréquentes et constituent des horizons de guidage pour la structure géologique de la région.
2. Symboles géologiques - tectoniques
Limite des formations lithologiques
Direction de pente et angle d'inclinaison des surfaces des couches
Direction de pente et angle d'inclinaison des diaclases-joints
Faille tectonique
Ecroulements des morceaux - rocheux
Fissures ouvertés
3. Autres symboles
BH-11
Sondage de reconnaissance, réalisée dans de la region de la retenue
TP
Puits de reconnaissance, réalisée dans de la region de la retenue
Coupe géologique (c.g.)
0 50 m 250 m
Systeme des coordonnees :
U.T.M Fuseau 32 Datum Nord Sahara
Altitudes N.G.A
R.N. +413
Oued El Arab
AXE - A
AXE - B
AXE - C
AXE - D
CARRIERE 01
CARRIERE 02
CARRIERE 03
zone rocheuse
falaise
Coupe géologique I - I'
c.g. II - II'
c.g. III - III'
Al1
Al2
Al3
Al2 melangés
te
Plst
ml/gr
Ca-gr
BH-6
BH-7
BH-8
BH-9
BH-10
BH-11
BH-13
CR-1
CR-2
CR-3
CR-4
TP-22
TP-27
TP-28
TP-32
TP-33
TP-34
TP-35
TP-36
TP-38
TP-56
TP-57
TP-58
TP-59
TP-60
TP-61
TP-62
TP-63
TP-64
TP-66
TP-67
TP-68
TP-72
TP-73
TP-74
TP-76
TP-77
TP-78
TP-79
TP-80
TP-81
TP-83
TP-85
TP-87
TP-88
TP-89
TP-92
TP-94
TP-95
TP-96
TP-71
TP-100
TP-101
TP-104
TP-105
VERGER
ruines
Bassin
3867000
3867500
3868000
3868500
3869000
3869500
3870000
3870500
3871000
287000
287500
288000
288500
289000
289500
290000
290500
291000

ANNEXE 1

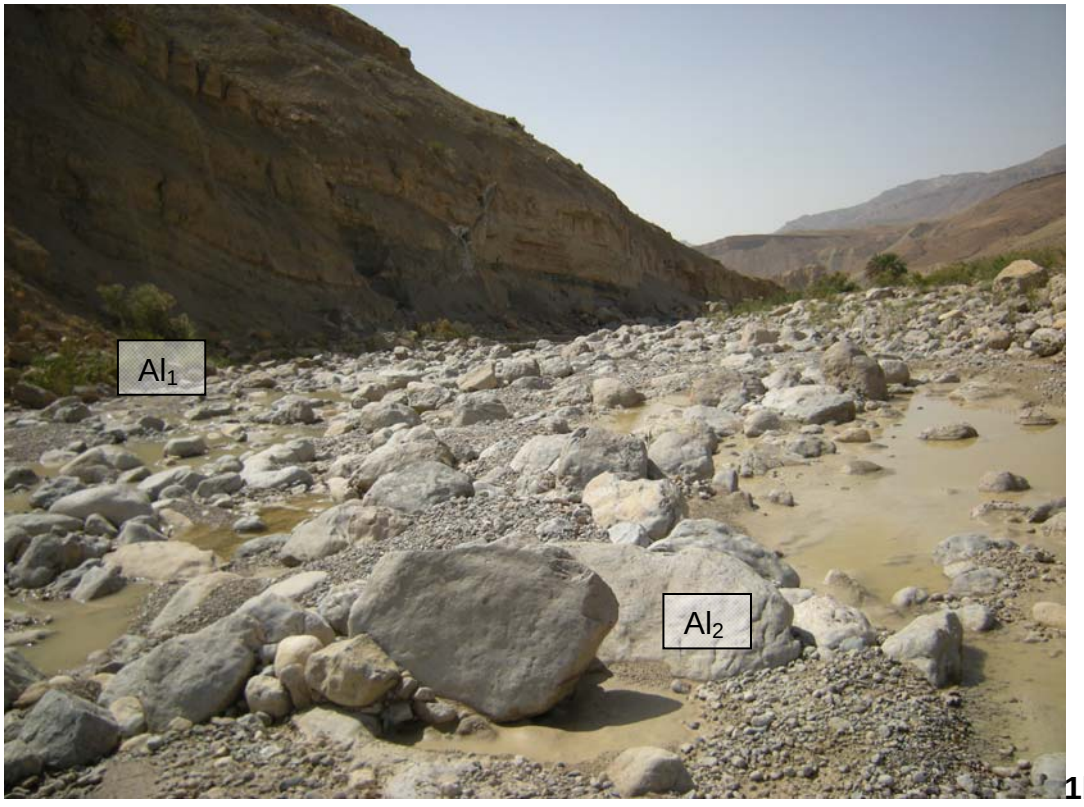
PHOTOS

ANNEXE 1.1

Dépôts de l' Oued el Arab et dépôts pléistocènes

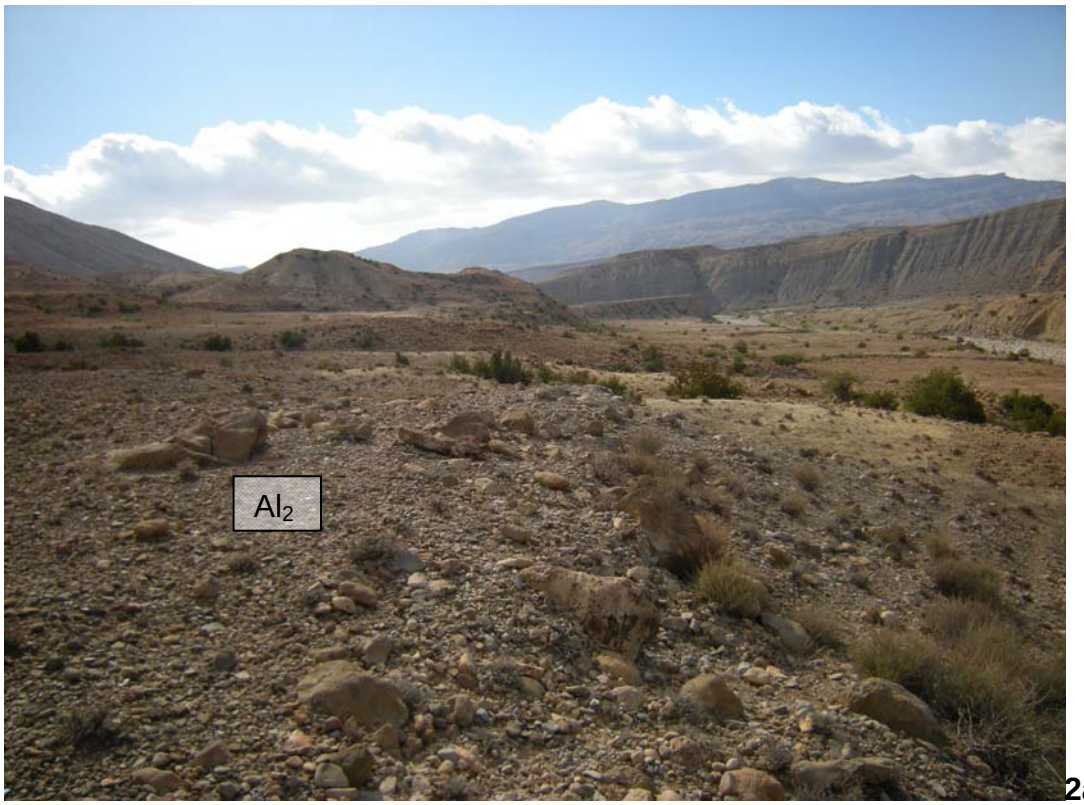


1a

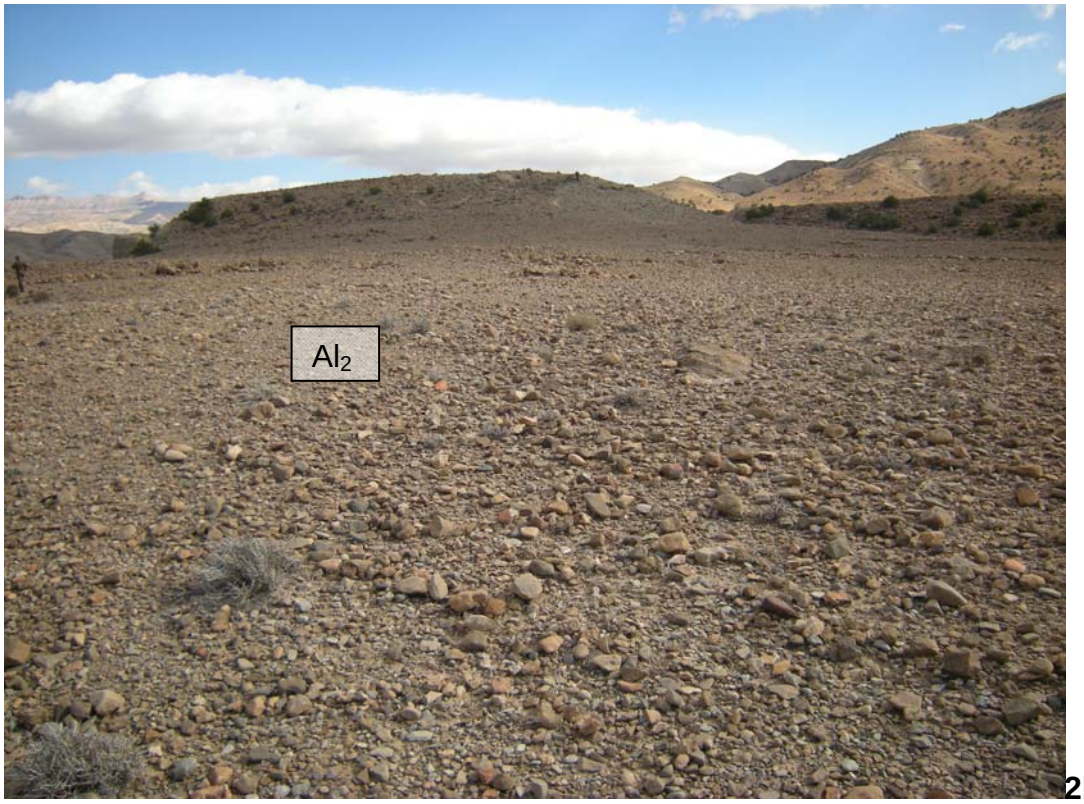


1b

Photos 1a, b: Dépôts récents (Al_1) et dépôts jeunes (Al_2) de l'Oued el Arab.



2a

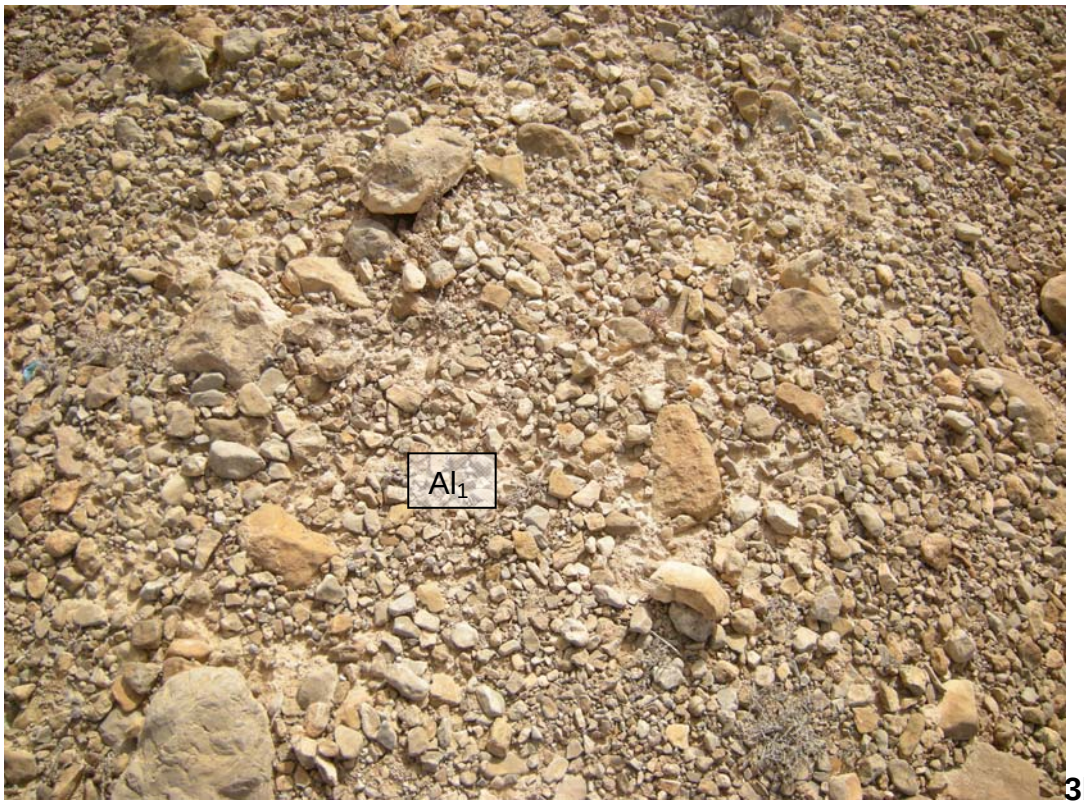


2b

Photos 2a, b: Dépôts jeunes (Al_2) de l'Oued el Arab.

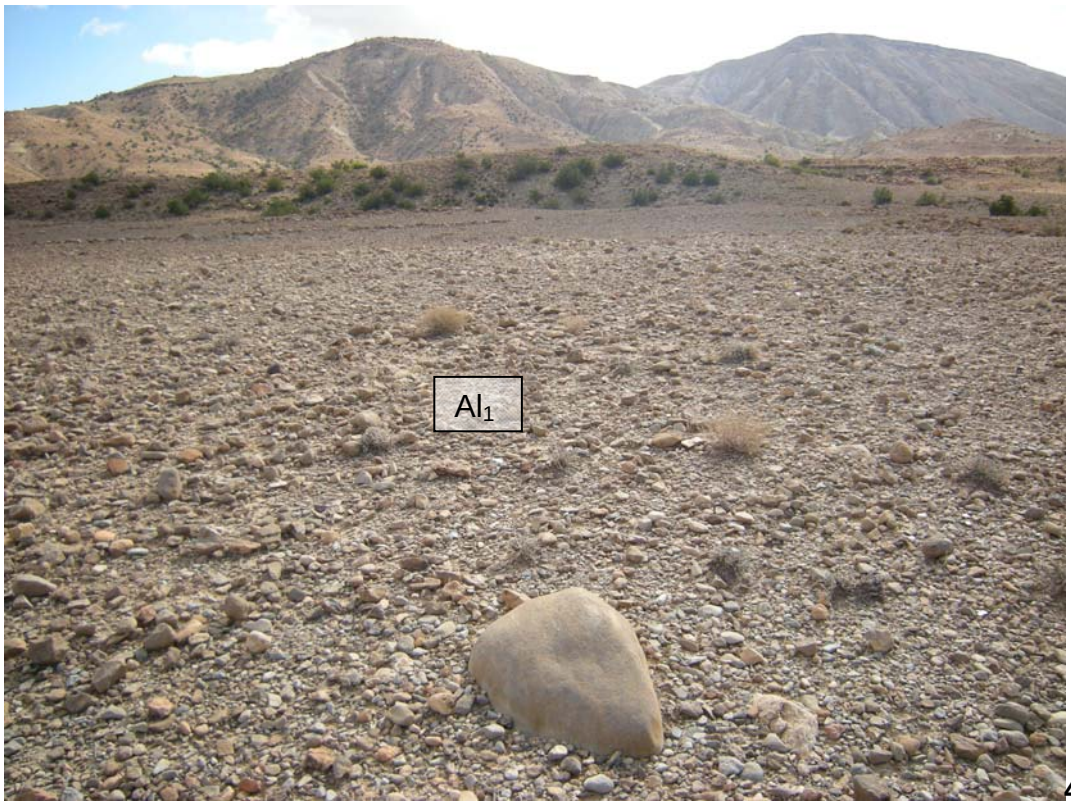


3a



3b

Photos 3a, b: Dépôts récents (Al1) de l'Oued el Arab.



4a

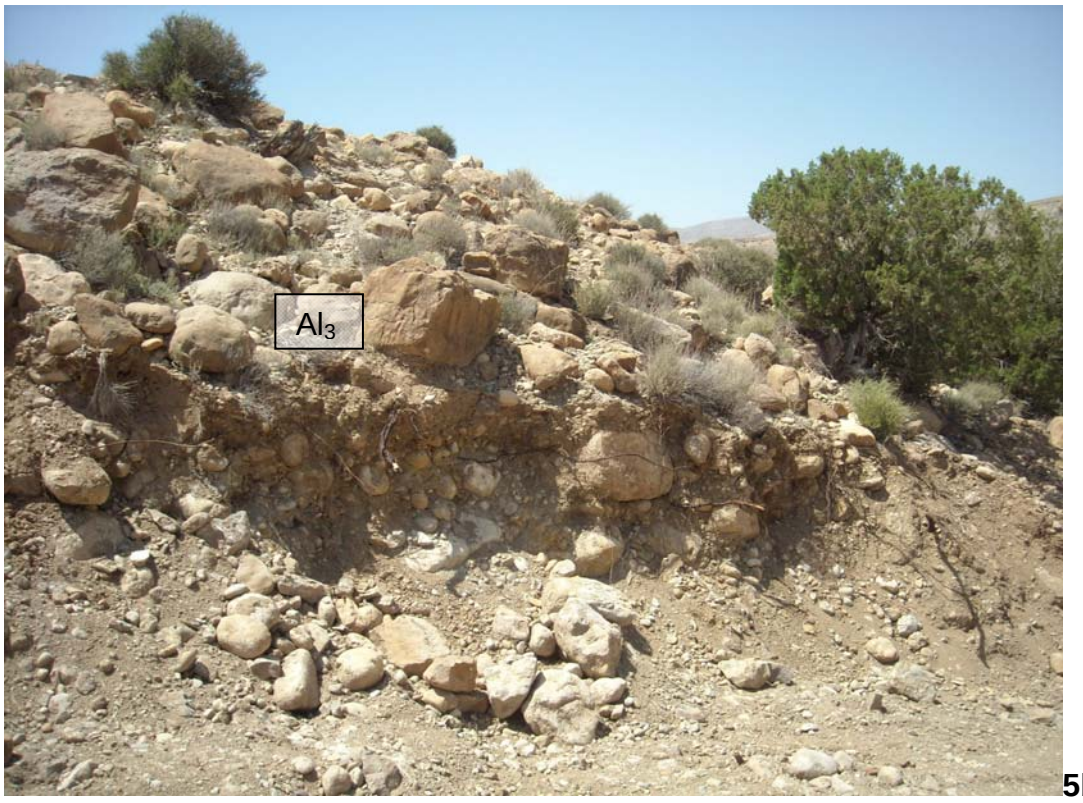


4b

Photos 4a, b: Dépôts récents (Al_1) de l'Oued el Arab.



5a

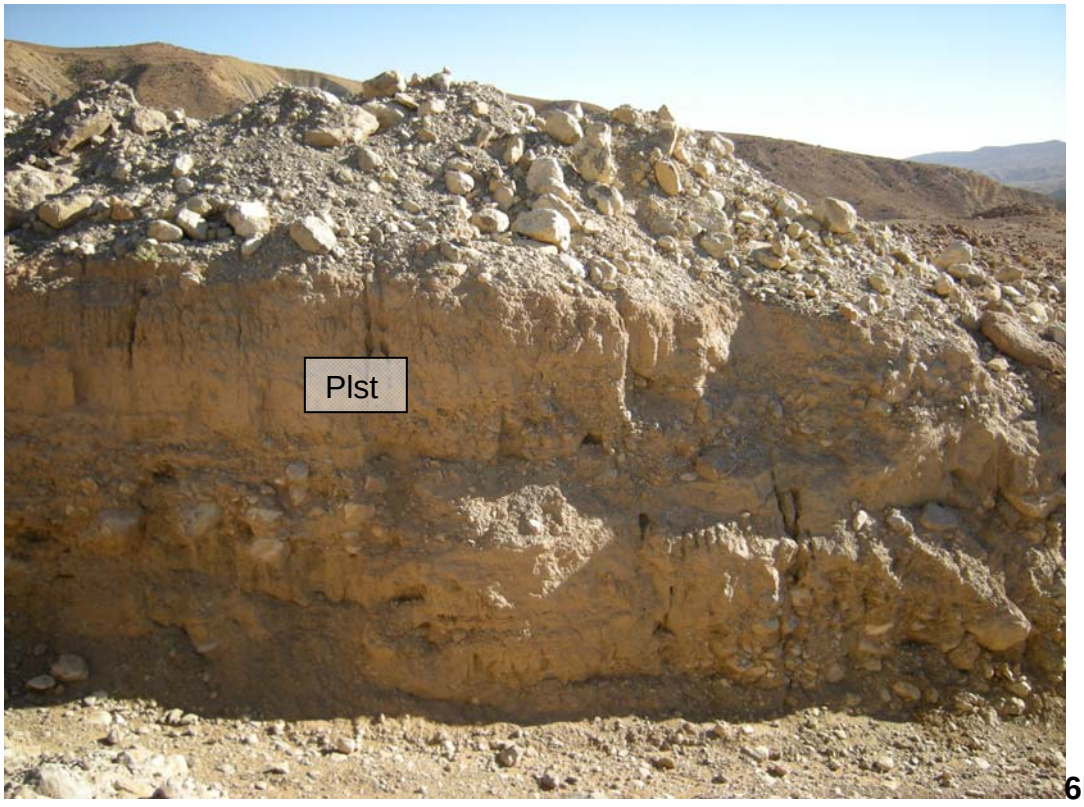


5b

Photos 5a, b: Dépôts anciens (Al_3) de l'Oued el Arab.



6a



6b

Photos 6a, b: Dépôts pléistocènes (Plst).

ANNEXE 1.2

Formations du socle géologique



Photo 1: Alternances de marnes limoneuses, marnes gréseuses et couches de grés-calcareux qui consistent les horizons de guide de la structure géologique de la région.



2a



2b

Photo 2a, b: Couche de grés-calcareux ( ).



3a



3b

Photos 3a, b: Couche de grés-calcareux.

ANNEXE 1.3

Instabilités



Photo 1: Instabilités de la partie la plus haute du versant gauche et à une petite distance à l'amont de la position du barrage (↓).



2a



2b

Photos 2a, b: Fissures très ouvertes dans la région de l'instabilité dans la photo 1 (↓).



3a



3b

Photos 3a, b: Fissures très ouvertes dans la région de l'instabilité dans la photo 1 ( ).



Photo 4: Instabilité au versant gauche à l'aval de la position du barrage ( ).



5a



5b

Photos 5a, b: Fissures très ouvertes au versant gauche de la retenue ( ).

ANNEXE 1.4

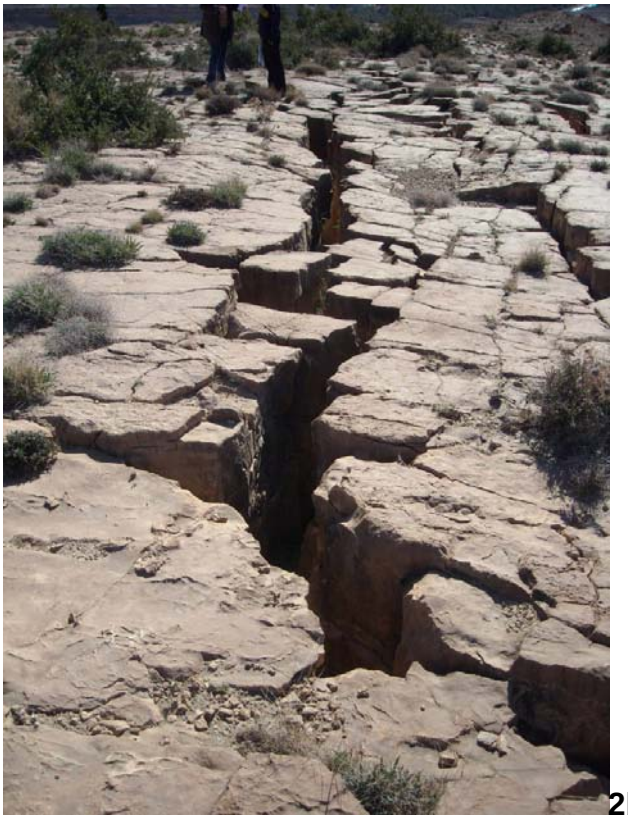
Carrière 01



Photo 1: Région de la Carrière 01 ( ).



2a



2b

Photos 2a, b: Horizon calcareux supérieure, avec des fissures très ouvertes.



3a



3b

Photos 3a, b: La formation des marnes couvre toute la région de l'Ouest de la carrière (↓).

ANNEXE 1.5

Photos des sondages carottés



1a



1b

Photos 1a, b: Formations en structure de sol.



2a



2b

Photos 2a, b: Formations en structure demi rocheuse.



3a



3b

Photos 3a, b: Formations en structure rocheuse