

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET :

**ETUDE DE FAISABILITE D'UNE RETENUE COLLINAIRE
SUR CHAABET EL GUETTAR (W.BORDJ BOU ARRERIDJ)**

PRESENTE PAR :

Adem-Ilyes CHADER

Devant les membres du jury

| Nom et Prénoms | Grade | Qualité |
|-----------------------|---------------------------|----------------|
| M A. HADJ SADOK | Maitre de conférences (A) | Président |
| M A. ZEROUAL | Maitre de conférences (B) | Examineur |
| M M. BOUZIANE | Maitre-Assistant (A) | Examineur |
| M E. OSMANI | Maitre-Assistant (A) | Examineur |
| Mme D.DJOUDAR | Maitre de conférences (B) | Promotrice |

Session - 2018

Dédicace

Je dédie ce travail à :

Mes très chers grands-parents,

J'aurais aimé que mes très **chers grands-parents** soient à mes côtés pour partager ma joie, Que **Allah** le Tout- Puissant leur accorde sa sainte miséricorde les accueille en son vaste paradis. Sans oublier mes chères grands-mères, car ce sont eux qui m'ont guidé sur le bon chemin par leurs encouragements, leur patience et leurs sacrifices. Ils ont su me donner les ailes nécessaires pour réussir mon envol dans la vie. Je dédie ce travail à leur mémoire. Que ce travail soit le témoignage de mon amour pour eux et de ma plus profonde affection et de ma reconnaissance.

Mes très chers parents,

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être. Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance. Et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

Mes très chères tantes,

En témoignage de mon affection, de ma profonde tendresse et reconnaissance, je vous remercie pour tous les sacrifices et les encouragements pendant mon cursus scolaire. Je leur souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et de santé. Qu'Allah le tout puissant vous protège et vous garde.

A l'ensemble de ma famille,

Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur de santé et de réussite.

Mes chers ami (e)s

En témoignage de l'amitié qui nous uni et des souvenir de tous les moments que nous avons passé ensemble, je dédie ce travaille à mes amis (**Zakaria, Houssam, Ayyoub, Nouredine, Oussama, Asma, Sarah, Manel.H**) et je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur.

Remerciement

Je tiens tout d'abord à remercier « Allah » le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

Ce mémoire n'aurait pas été possible sans l'intervention, consciente, d'un grand nombre de personnes. Je souhaite ici les en remercier.

Je tiens tout d'abord à remercier très chaleureusement **Madame DJOUDAR** qui m'a permis de bénéficier de son encadrement. Les conseils qu'elle m'a prodigués, la patience, la confiance qui ont constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port. Qu'elle trouve dans ce travail un hommage vivant à sa haute personnalité.

Mes remerciements s'étendent également à toutes les personnes qui m'ont beaucoup aidé dans la réalisation de ce travail et particulièrement, merci à vous tous pour votre soutien, votre disponibilité, vos conseils et votre aide précieuse.

Mes chaleureux remerciements vont également au membre du jury, pour l'intérêt qu'ils ont témoigné à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs précieuses critiques.

Enfin, nous tenons à remercier tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail.

ملخص :

الهدف من هذه الدراسة هو تقييم إمكانية إنجاز سد في شعبة الغتار الواقعة بإقليم ولاية برج بوعريريج، قصد ري ما يقارب 60 هكتارا من الأراضي الزراعية.

لاتخاذ القرار بشأن جدوى إنجاز السد، تم إجراء دراسة جيولوجية / جيوتقنية بالإضافة إلى دراسة هيدرولوجية متقدمة. واستناداً إلى النتائج التي توصلت إليها هذه الدراسات، تم تحديد ارتفاع السد ب: 9.374 متراً ويخزن 0.1562 مليون متر مكعب. فيما يتعلق بالتحليل الاقتصادي لإنجاز سد متجانس كان النموذج الأكثر ملائمة، أما فيما يخص وظائف السد، فقد تم إجراء دراسة استقرار وتم تحديد أبعاد المرافق الملحقة.

Résumé :

L'objectif de cette étude est d'évaluer la faisabilité technico-économique d'une retenue collinaire sur Chaabet El Guettar wilaya de Bordj Bou Arreridj. Cette retenue répondra aux besoins de l'irrigation de près de 60 Ha de terres agricoles.

La faisabilité de la retenue a fait l'objet d'une étude géologique/géotechnique et hydrologique détaillée ont été réalisées. Les résultats obtenus de ces études sont de 9,374m pour la hauteur du barrage avec un volume total d'emménagement de l'ordre de 0,1562 H.m³. Concernant l'analyse économique la variante la plus adéquate choisie est celle en terre homogène. Quant aux fonctionnalités de l'ouvrage, une étude de stabilité et un dimensionnement des ouvrages annexes ont été fait.

Abstract :

The aim of this study is to evaluate the technical and economic feasibility of a small dam in the town of Chaabet El Guettar , city of BBA. It will be used for the irrigation of nearly 60 hectares of agricultural lands. A geological and geotechnical research as well as an advanced hydrological study were realized. Thus, the dam height was set at 9.40 m storing a total volume of 0.1562 H.m³. The economic analysis resulted in the study of the most suitable variant. To ensure the functionality of the dam, a stability study and ancillary equipments dimensioning were done.

Table des matières

| | |
|--|-------------|
| Listes des figures | viii |
| Listes des tableaux | x |
| Introduction générale | 1 |
| I Présentation de la zone d'étude | 3 |
| 1 SITUATION GÉOGRAPHIQUE | 3 |
| 1.1 La commune | 3 |
| 1.2 La retenue | 4 |
| 2 CHOIX DE L'AXE DU BARRAGE | 5 |
| 3 CLIMAT | 7 |
| Conclusion | 7 |
| II Étude géologique, géotechnique et de sismique | 8 |
| 1 ÉTUDE GÉOLOGIQUE | 9 |
| 1.1 Description régionale | 9 |
| 1.2 Géologie locale | 9 |
| 2 SÉISMICITÉ | 11 |
| 3 ÉTUDE GÉOTECHNIQUE | 13 |
| 3.1 Reconnaissances géotechniques de l'axe de la retenue | 13 |
| 3.1.1 Essais physiques | 14 |
| 3.1.2 Essais mécaniques | 15 |
| 3.2 Reconnaissances géotechniques des zones d'emprunt | 18 |
| 3.2.1 Essais physiques | 19 |
| 3.2.2 Essais mécaniques | 20 |

TABLE DES MATIÈRES

| | | |
|------------|--|-----------|
| 3.2.3 | Estimation des volumes des matériaux de construction . . . | 24 |
| 3.3 | Analyse chimique | 25 |
| | Conclusion | 26 |
| III | Étude hydrologique | 27 |
| 1 | BASSIN VERSANT | 28 |
| 1.1 | Caractéristiques géométriques | 28 |
| 2 | HYPSOMÉTRIE DU BASSIN VERSANT | 30 |
| 2.1 | Le relief | 30 |
| 2.2 | Caractéristiques hydrographique du bassin | 36 |
| 2.2.1 | Réseau hydrographique | 36 |
| 2.2.2 | Temps de concentration | 38 |
| 2.2.3 | Vitesse de ruissellement | 39 |
| 2.2.4 | Caractéristiques climatiques du bassin versant | 40 |
| 3 | ÉTUDE DE PRÉCIPITATION | 42 |
| 3.1 | Test d'homogénéité des données | 42 |
| 3.2 | Ajustement des précipitations maximales journalières | 44 |
| 3.2.1 | Choix de la loi d'ajustement | 45 |
| 3.2.2 | Test de validité de l'ajustement | 51 |
| 3.3 | Étude des apports | 52 |
| 3.3.1 | Estimation de l'apport moyen annuel | 52 |
| 3.3.2 | Calcul des apports fréquents | 54 |
| 3.4 | Transport solide et détermination du volume mort | 57 |
| 3.4.1 | Formule de Tixeront | 58 |
| 3.4.2 | Formule de Fournier | 59 |
| 3.4.3 | Calcul du volume mort | 59 |
| 4 | ÉTUDE DES CRUES | 60 |
| 4.1 | Construction de l'hydrogramme de crue par la méthode de Sokolovski | 65 |
| 4.1.1 | Choix de la crue de projet | 68 |
| 4.2 | Régularisation de l'écoulement | 70 |
| 4.2.1 | Courbes caractéristiques de la retenue | 70 |

TABLE DES MATIÈRES

| | | |
|-------|---|------------|
| 4.2.2 | Répartition des besoins | 73 |
| 4.2.3 | Calcul du volume utile | 74 |
| 5 | LAMINAGE DES CRUES | 86 |
| 5.1 | principe de calcul | 86 |
| 5.1.1 | Calcul de la hauteur déversante | 86 |
| 5.1.2 | Calcul du débit maximal déversé | 87 |
| 6 | CALCUL D'OPTIMISATION | 99 |
| 6.1 | Revanche | 99 |
| 6.2 | Calcul du tassement | 101 |
| 6.3 | Largeur en crête | 101 |
| 6.4 | Calcul des coûts | 103 |
| 6.4.1 | Estimation du coût de la digue | 103 |
| 6.4.2 | Coût de l'évacuateur de crues | 105 |
| 6.4.3 | Coût du déversoir | 105 |
| 6.4.4 | Estimation du coût du coursier | 106 |
| 6.4.5 | Le volume du béton de coursier | 107 |
| 6.4.6 | Estimation du coût total | 107 |
| | Conclusion | 109 |
| | IV Étude des variantes de la digue | 110 |
| 1 | CHOIX DU SITE DE LA RETENUE | 111 |
| 2 | CHOIX DU TYPE DU BARRAGE | 111 |
| 3 | ÉTUDE DES VARIANTES POSSIBLES | 113 |
| 4 | DÉFINITION DU PROFIL GÉNÉRAL DU BARRAGE | 113 |
| 4.1 | Hauteur du barrage | 113 |
| 4.1.1 | Calcul de la revanche | 113 |
| 4.2 | Largeur en crête | 114 |
| 4.3 | Longueur en crête | 114 |
| 4.4 | Pente des talus | 114 |
| 4.5 | Bermes | 115 |
| 4.6 | Revêtement de la crête et des talus de la digue | 115 |

TABLE DES MATIÈRES

| | | |
|----------|--|------------|
| 4.7 | Calcul de l'épaisseur de Rip-rap | 116 |
| 4.7.1 | Méthode T.V.A (Tennessee-Valley-Authority) | 116 |
| 4.7.2 | Méthode de (U.S.ARMY) | 117 |
| 5 | ÉTANCHÉITÉ DU BARRAGE | 117 |
| 5.1 | Le noyau pour la deuxième variante | 117 |
| 5.1.1 | Dimensionnement du noyau | 118 |
| 5.2 | Étanchéité de la fondation | 121 |
| 6 | DISPOSITIF DES DRAINS ET FILTRES | 121 |
| 6.1 | Les drains | 121 |
| 6.1.1 | Dimensionnement du drain tapis | 122 |
| 6.1.2 | Dimensionnement du drain vertical | 122 |
| 6.1.3 | Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme) | 123 |
| 6.2 | Les Filtres | 124 |
| 6.2.1 | Critères de conception | 124 |
| 7 | ÉTUDE COMPARATIVE | 125 |
| 7.1 | Calcul des volumes | 125 |
| 7.2 | Évaluation du prix total des différents matériaux | 126 |
| 7.2.1 | Barrage homogène | 126 |
| 7.2.2 | Barrage zoné | 127 |
| 7.2.3 | Barrage en enrochements | 127 |
| | Conclusion | 127 |
| V | Étude de stabilité de la digue | 129 |
| 1 | GÉNÉRALITÉS SUR L'ÉTUDE DE STABILITÉ DES PENTES (BARRAGE) | 130 |
| 1.1 | Conséquences de l'instabilité des talus | 131 |
| 2 | COEFFICIENTS DE STABILITÉ ADMISSIBLES | 131 |
| 3 | GLISSEMENT DES TALUS | 132 |
| 3.1 | Ordre de calcul (Méthode des tranches) | 132 |
| 4 | CALCUL DES FORCES APPLIQUÉES SUR CHAQUE TRANCHE | 135 |
| 4.1 | Forces agissantes sur une tranche | 135 |
| 4.1.1 | Force de pesanteur | 135 |

TABLE DES MATIÈRES

| | | |
|--------------------------------------|--|------------|
| 4.1.2 | Forces de pression interstitielle | 136 |
| 4.1.3 | Forces de cohésion | 136 |
| 4.1.4 | Forces dues au séisme | 137 |
| 4.2 | Classement des forces | 137 |
| 4.2.1 | Les forces stabilisatrices | 137 |
| 4.2.2 | Les forces déstabilisatrices (motrices) | 138 |
| 4.3 | Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonc- tionnement | 138 |
| 4.3.1 | Calcul du Ks (coefficient de sécurité) | 138 |
| 4.3.2 | Calcul du Ks pour le cas de vidange rapide | 139 |
| 5 | ÉTUDE DE STABILITÉ ET D'INFILTRATION DANS LE CORPS DE LA DIGUE (LOGICIEL GEOSTUDIO) | 140 |
| 5.1 | Étude d'infiltration | 140 |
| 5.2 | Étude de stabilité des talus | 142 |
| | Conclusion | 144 |
| VI Étude des ouvrages annexes | | 145 |
| 1 | L'ÉVACUATEUR DE CRUES | 146 |
| 1.1 | Les types d'évacuateurs de crue | 146 |
| 1.1.1 | Évacuateur de crues en puits (tulipe) | 146 |
| 1.1.2 | Évacuateur de crues latéral à entonnement latéral | 146 |
| 1.1.3 | Évacuateur de crue latéral à entonnement frontal | 147 |
| 1.1.4 | Évacuateur de crues en siphon | 147 |
| 1.2 | Dimensionnement hydraulique | 147 |
| 1.2.1 | Canal d'approche | 147 |
| 1.2.2 | Le déversoir | 149 |
| 1.2.3 | Chenal d'écoulement | 151 |
| 1.2.4 | Calcul du convergeant | 151 |
| 1.2.5 | Le coursier | 152 |
| 1.2.6 | Dissipateur d'énergie | 157 |
| 1.2.7 | Canal de fuite | 159 |

TABLE DES MATIÈRES

| | | |
|--|--|------------|
| 1.3 | Hauteurs des murs bajoyers | 162 |
| 1.3.1 | Canal d'approche et chenal d'écoulement | 162 |
| 1.3.2 | Le coursier | 162 |
| 1.3.3 | Le bassin de dissipation | 163 |
| 1.3.4 | Le canal de restitution | 163 |
| 1.4 | Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier | 164 |
| 2 | OUVRAGE DE VIDANGE | 164 |
| 2.1 | Calcul du débit de vidange | 165 |
| 2.2 | Calcul du diamètre de la conduite de vidange de fond | 165 |
| 3 | OUVRAGE DE PRISE D'EAU | 167 |
| | Conclusion | 168 |
| VI Organisation et ordonnancement des travaux de chantier | | 169 |
| 1 | TRAVAUX PRÉPARATOIRES ET INSTALLATION DE L'ENTREPRISE . . | 170 |
| 1.1 | Installations destinées aux personnels | 170 |
| 1.2 | Installations destinées au stockage des matériaux | 171 |
| 1.3 | Installations destinées à la réparation des engins | 171 |
| 1.4 | Installations destinées pour la préfabrication | 171 |
| 2 | MOYENS DES TRAVAUX DE CHANTIER | 171 |
| 2.1 | Moyens humains | 172 |
| 2.2 | Moyens matériels | 172 |
| 2.2.1 | Matériels de terrassement | 172 |
| 2.2.2 | Matériel de bétonnage | 173 |
| 3 | PLANIFICATION | 173 |
| 3.1 | Attribution des durées de chaque opération | 173 |
| 3.2 | Symboles des différentes opérations | 174 |
| 3.3 | Techniques de planification | 174 |
| 3.3.1 | Méthode basée sur le réseau | 175 |
| 3.3.2 | Planification avec la méthode du tableau | 176 |
| 3.3.3 | Planification avec la méthode de GANTT | 178 |

TABLE DES MATIÈRES

| | |
|--|------------|
| Conclusion | 178 |
| VI Consignes de sécurité à la réalisation des travaux du chantier | 179 |
| 1 ACCIDENT DU TRAVAIL | 180 |
| 1.1 Causes des accidents du travail | 181 |
| 1.1.1 Facteurs matériels | 181 |
| 1.1.2 Facteurs Humains | 181 |
| 1.2 Les conditions dangereuses dans un chantier | 182 |
| 1.3 Les actions dangereuses dans un chantier | 182 |
| 2 MOYENS DE PRÉVENTION ET DE PROTECTION | 182 |
| 2.1 Démarches de prévention | 183 |
| 2.2 Évaluation des risques | 184 |
| 2.3 Protection collective | 184 |
| 2.3.1 Ergonomie de l'engin | 184 |
| 2.3.2 Sécurité du chantier | 184 |
| 2.3.3 Réglementations routières | 185 |
| 2.3.4 Formation du conducteur | 185 |
| 2.4 Protection individuelle | 185 |
| Conclusion | 186 |
| Conclusion Générale | 187 |

Table des figures

| | | |
|--------|--|----|
| I.1 | Situation géographique de la commune de Khelil -Bordj Bou Arreridj- | 4 |
| I.2 | Situation du site choisi à l'implantation de la digue sur Google earth | 5 |
| I.3 | Plan de situation de la retenue collinaire de Khélib. Extrait de la carte touristique d'Algérie Nord-Est Echelle : 1/500.000 | 6 |
| I.4 | Axe de la retenue collinaire | 6 |
| II.1 | Schéma structural simplifié de la carte géologique Bousselem Echelle 1/50000. | 10 |
| II.2 | Carte de zonage sismique du territoire nationale (ADDENDA,RPA 99). . . | 12 |
| II.3 | Coupe géologique transversale suivant l'axe de la digue. | 14 |
| III.1 | Répartition des courbes de niveau dans le bassin versant. | 31 |
| III.2 | Répartition et courbe hypsométrique du bassin versant. | 32 |
| III.3 | Répartition du réseau hydrographique du bassin et classification de Schum(1957). | 37 |
| III.4 | Répartition mensuelle de l'évaporation de la station Bir Kasdali. | 41 |
| III.5 | Répartition mensuelle des précipitations de la station de Bir Kasdali, (1967-2012). | 44 |
| III.6 | Ajustement à la loi GUMBEL. | 47 |
| III.7 | Ajustement à la loi Galton. | 49 |
| III.8 | Ajustement à la loi Normale. | 50 |
| III.9 | Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ | 58 |
| III.10 | Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour. | 68 |
| III.11 | Hydrogramme de crue de projet. | 69 |
| III.12 | Courbes caractéristiques de la cuvette Capacité-Surface-Hauteur. | 73 |
| III.13 | Répartition mensuelle des apports et besoins. | 75 |
| III.14 | Modélisation de la courbe Hauteur-Surface. | 91 |
| III.15 | Courbe caractéristique de la cuvette $b = 15$ m. | 93 |

TABLE DES FIGURES

| | |
|--|-----|
| III.16 Hydrogramme d'entrée et de sortie pour une largeur de ($b = 50m$) du déversoir. | 98 |
| III.17 Hydrogramme de crue pour toutes les largeurs. | 98 |
| III.18 Courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur du déversoir. . . | 108 |
| V.1 Méthode des tranches "la méthode de FELLENIOUS [1]. | 134 |
| V.2 Répartition de la charge d'eau dans le corps de la digue | 141 |
| V.3 La ligne de saturation à travers la digue et les pressions due à l'eau. | 141 |
| V.4 Cercle de glissement critique calculé par la méthode de Morgenstern-Price « Fin de construction » | 143 |
| V.5 Cercle de glissement critique calculé par la méthode de Morgenstern-Price « Vidange rapide ». | 143 |
| VI.1 Profil CREAGER. | 150 |
| VI.2 Dimensions du déversoir. | 150 |
| VII.1 Réseau à nœud pour la réalisation de la retenue collinaire. | 177 |

Liste des tableaux

| | | |
|-------|--|----|
| II.1 | Coefficient d'accélération selon le Règlement Parasismique Algérien 2003 (ADDENDA du RPA 99) | 11 |
| II.2 | Résultats de l'analyse granulométrique et sédimentométrique[2]. | 14 |
| II.3 | Résultats de la teneur en eau[2]. | 15 |
| II.4 | Résultats de la densité[2]. | 15 |
| II.5 | Résultats de l'essai des limites d'Atterberg[2]. | 16 |
| II.6 | Résultats de l'essai cisaillement rectiligne consolidé non-drainé CU[2]. | 16 |
| II.7 | Résultats de l'essai des limites d'Atterberg[2]. | 17 |
| II.8 | Résultats des essais de perméabilité à l'œdomètre[2]. | 18 |
| II.9 | Résultats de l'analyse granulométrique et sédimentométrique[2]. | 19 |
| II.10 | Résultats de la teneur en eau[2]. | 20 |
| II.11 | Résultats de la densité[2]. | 20 |
| II.12 | Résultats de l'essai des limites d'Atterberg[2]. | 21 |
| II.13 | Résultats de l'essai œdométrique[2]. | 22 |
| II.14 | Résultats des essais de perméabilité à l'œdomètre[2]. | 22 |
| II.15 | Résultats de l'essai Proctor normal[2]. | 23 |
| II.16 | Résultats de l'essai cisaillement rectiligne consolidé non-drainé CU[2]. | 24 |
| II.17 | Résultats de l'analyse chimique[2]. | 25 |
| III.1 | Répartition des surfaces en fonction des altitudes dans le bassin versant. | 32 |
| III.2 | Classification du relief (TOUAIBIA, 2001). | 33 |
| III.3 | Longueurs des courbes de niveaux du bassin versant | 35 |
| III.4 | Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant. | 40 |
| III.5 | Variation mensuelle de la température (ANRH,2015). | 41 |
| III.6 | Variation mensuelle de la l'évaporation (ANRH,2015). | 41 |

| | | |
|--------|--|----|
| III.7 | Caractéristiques propres à la station de Bir Kasdali, (ANRH,2015) | 42 |
| III.8 | Résultat du test de Wilcoxon | 43 |
| III.9 | Répartition des pluies mensuelles | 43 |
| III.10 | Caractéristiques statistiques de la série de pluie utilisée. | 45 |
| III.11 | Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi GUMBEL. | 47 |
| III.12 | Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi Galton. | 48 |
| III.13 | Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi Normale. | 50 |
| III.14 | Résultats du test d'adéquation. | 51 |
| III.15 | Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon. | 51 |
| III.16 | Récapitulatif des résultats d'estimation d'apport liquide par les méthodes empiriques. | 54 |
| III.17 | Récapitule les résultats des coefficients de variation de l'écoulement. | 57 |
| III.18 | Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% | 57 |
| III.19 | Les valeurs de α en fonction de la perméabilité | 59 |
| III.20 | Débits maximaux pour différentes périodes de retour selon la formule de Mallet-Gauthier. | 62 |
| III.21 | Débits maximaux pour différentes périodes de retour selon la formule de Possenti. | 62 |
| III.22 | Débits maximaux pour différentes périodes de retour selon la formule de Turraza. | 63 |
| III.23 | Débits maximaux pour différentes périodes de retour selon la formule de Sokolovski. | 64 |
| III.24 | Récapitulatif des valeurs des débits maximaux des crues pour différentes formules et périodes de retour. | 64 |
| III.25 | Débits maximaux pour différentes périodes de retour selon la formule de Turraza. | 65 |
| III.26 | Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue γ . | 66 |
| III.27 | Valeurs des débits constituant l'hydrogramme de crue. | 67 |
| III.28 | Crue de projet recommandée par le Comité Australien des Grands Barrages (ANCOLD, 1986). | 69 |

| | |
|--|-----|
| III.29 Crue de projet recommandée par le Comité Australien des Grands Barrages (ANCOLD, 1986). | 71 |
| III.30 Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation au cours de l'année. | 74 |
| III.31 Répartition des apports et de besoins mensuels. | 75 |
| III.32 Répartition des apports et de besoins mensuels. | 76 |
| III.33 Récapitulatif des résultats de calcul de régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes. | 78 |
| III.34 Valeurs du coefficient δ | 79 |
| III.35 Récapitulatif des résultats de calcul de régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes. | 80 |
| III.36 Répartition des apports et de besoins mensuels. | 81 |
| III.37 Récapitulatif des résultats de calcul de régularisation saisonnière en tenant compte des pertes. | 82 |
| III.38 Volumes des pertes dans la retenue ($2^{\text{ème}}$ approximation). | 83 |
| III.39 Récapitulatif des résultats de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes ($2^{\text{ème}}$ approximation). | 84 |
| III.40 Récapitulatif des résultats de calcul de régularisation saisonnière en tenant compte des pertes. | 85 |
| III.41 Présentation des valeurs du débit entrant. | 90 |
| III.42 Présentation des côtes et les surfaces correspondantes. | 90 |
| III.43 Principales caractéristiques de la retenue. | 92 |
| III.44 Résultat des débits laminés pour une largeur de déversoir de 15 m. | 93 |
| III.45 Récapitulatif des résultats de calcul du laminage. | 99 |
| III.46 Variation de la hauteur du barrage. | 102 |
| III.47 Résultats des largeurs en crête. | 103 |
| III.48 Volume des terres pour une largeur déversante de 15 m. | 104 |
| III.49 Coût de la digue pour différentes largeurs déversantes. | 105 |
| III.50 Coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes. | 106 |
| III.51 Coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes. | 107 |
| III.52 Coût total de l'ouvrage pour différentes largeurs du coursier. | 108 |
| III.53 Coût total de l'ouvrage pour différentes largeurs du coursier. | 109 |

| | |
|---|-----|
| IV.1 Valeurs indicatives des pentes des talus. | 114 |
| IV.2 Valeurs indicatives des pentes des talus. | 116 |
| IV.3 Épaisseur de l'enrochement et d_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague. | 117 |
| IV.4 Classe du barrage en terre en fonction du type de fondation. | 118 |
| IV.5 Valeurs indicatives des pentes des talus. | 119 |
| IV.6 Coût de la digue (1 ^{ère} variante). | 126 |
| IV.7 Coût de la digue (2 ^{ème} variante). | 127 |
| IV.8 Coût de la digue (3 ^{ème} variante). | 127 |
| | |
| V.1 Coefficient de stabilité admissible des talus. | 131 |
| V.2 Coefficient de stabilité admissible des talus. | 133 |
| V.3 Les valeurs de K_1 , K_2 et R_1, R_2 qui correspondent à notre ouvrage. | 133 |
| V.4 Pluies de courte durées et l'intensité de différentes fréquences. | 144 |
| | |
| VI.1 Coordonnées de la nappe déversante. | 149 |
| VI.2 Données de calcul de la ligne d'eau. | 156 |
| | |
| VII.1 Symboles des opérations | 175 |
| VII.2 Les paramètres du réseau à nœud | 176 |
| VII.3 Chemin critique par la méthode du tableau. | 177 |

Liste des planches

Planche N° 01 : Coupe géologique transversale suivant l'axe de la digue sur Châabet El Guettar.

Planche N° 02 : Vue en plan de l'ouvrage.

Planche N° 03 : Profil en long de l'évacuateur de crue.

Planche N° 04 : Etude de stabilité des talus.

Planche N° 05 : CHEMIN CRITIQUE ET REPRESENTATION DE PLANNING D'EXECUTION DES TRAVAUX (GANTT)

ملخص :

الهدف من هذه الدراسة هو تقييم إمكانية إنجاز سد في شعبة الغتار الواقعة بإقليم ولاية برج بوعرييج، قصد ري ما يقارب 60 هكتارا من الأراضي الزراعية.

لاتخاذ القرار بشأن جدوى إنجاز السد، تم إجراء دراسة جيولوجية / جيوتقنية بالإضافة إلى دراسة هيدرولوجية متقدمة. واستناداً إلى النتائج التي توصلت إليها هذه الدراسات، تم تحديد ارتفاع السد ب: 9.374 متراً ويخزن 0.1562 مليون متر مكعب. فيما يتعلق بالتحليل الاقتصادي لإنجاز سد متجانس كان النموذج الأكثر ملائمة، أما فيما يخص وظائف السد، فقد تم إجراء دراسة استقرار وتم تحديد أبعاد المرافق الملحقة.

Résumé :

L'objectif de cette étude est d'évaluer la faisabilité technico-économique d'une retenue collinaire sur Chaabet El Guettar wilaya de Bordj Bou Arreridj. Cette retenue répondra aux besoins de l'irrigation de près de 60 Ha de terres agricoles.

La faisabilité de la retenue a fait l'objet d'une étude géologique/géotechnique et hydrologique détaillée ont été réalisées. Les résultats obtenus de ces études sont de 9,374m pour la hauteur du barrage avec un volume total d'emménagement de l'ordre de 0,1562 H.m³. Concernant l'analyse économique la variante la plus adéquate choisie est celle en terre homogène. Quant aux fonctionnalités de l'ouvrage, une étude de stabilité et un dimensionnement des ouvrages annexes ont été fait.

Abstract :

The aim of this study is to evaluate the technical and economic feasibility of a small dam in the town of Chaabet El Guettar , city of BBA. It will be used for the irrigation of nearly 60 hectares of agricultural lands. A geological and geotechnical research as well as an advanced hydrological study were realized. Thus, the dam height was set at 9.40 m storing a total volume of 0.1562 H.m³. The economic analysis resulted in the study of the most suitable variant. To ensure the functionality of the dam, a stability study and ancillary equipments dimensioning were done.

Introduction générale

Pour les ressources renouvelables de la terre, l'eau délectable est celle dont le manque est le plus risqué pour l'humanité.

L'accès durable aux ressources en eau est une préoccupation majeure pour tous les pays. Le changement climatique et la croissance urbaine et démographique attendus dans le région, peut aggraver la situation de stress hydrique. En Algérie, plusieurs facteurs peuvent expliquer la situation de stress hydrique : la croissance démographique, l'évolution de la demande en eau, etc.

Dans le cadre de la mobilisation de la ressource en eau pour les besoins de l'agriculture, le Ministère chargé de cette fonction a élaboré, à partir des années 80, un programme ambitieux pour la construction de petits barrages et retenues collinaires à cause de leur facilité d'exécution et leur adaptation aux reliefs algériens. Afin de remplir les déficits et répondre aux besoins de l'irrigation.

C'est dans ce cadre que la Direction des Ressources en Eau de la Wilaya de Bordj Bou Arréridj a lancé un vaste programme de prospection des sites pour l'implantation de retenues collinaires notamment le projet d'étude d'une retenue collinaire dans la commune de Khelil. L'objet de notre mémoire est l'étude de faisabilité d'une retenue collinaire sur Chaabet El Guettar, commune de Khelil daïra de Birkasdali.

Ce manuscrit compte 8 chapitres, en plus d'une introduction et d'une conclusion. Dans un premier chapitre, nous présenterons la zone d'étude. Ensuite, dans le second, nous décrirons la géologie, la topographie ainsi qu'une synthèse géotechnique de la zone. Dans le troisième chapitre, nous effectuerons une étude hydrologique dans laquelle on va étudier tout ce qui est apports solides et liquides. Le chapitre 4 permettra de choisir la variante la plus adéquate. Une fois le profil de la digue arrêté, nous nous intéresserons à l'étude de sa stabilité dans le chapitre 5 et au dimensionnement des ouvrages annexes

dans le chapitre 6. Nous finirons par l'organisation du chantier et la sécurité du travail dans les chapitres 7 et 8 respectivement.

I

Présentation de la zone d'étude

Sommaire

| | | |
|----------|----------------------------------|----------|
| 1 | SITUATION GÉOGRAPHIQUE | 3 |
| 1.1 | La commune | 3 |
| 1.2 | La retenue | 4 |
| 2 | CHOIX DE L'AXE DU BARRAGE | 5 |
| 3 | CLIMAT | 7 |
| | Conclusion | 7 |

Avant de projeter une étude d'aménagement hydraulique, il est obligatoire de connaître la zone afin de déterminer l'aptitude topographique, géologique et géotechnique du site et de mieux positionner le barrage et ses ouvrages annexes. Aussi pour connaître son impact et son influence environnementale et socioéconomique.

1 SITUATION GÉOGRAPHIQUE

1.1 La commune

Le site de la retenue est localisé dans la commune de Khelil, qui est située dans la région des Hauts-Plateaux, entre les monts Bibans au nord et la chaîne du Hodna au sud. Elle se trouve à 27 km au nord-est de Bordj Bou Arreridj, à environ 33 km à l'ouest de Sétif et à environ 270 km au sud-est de la capitale Alger. Sa superficie est de 223 km², c'est la plus grande commune de la daïra de Bir Kasdali. Elle est délimitée :

- au Sud, par Bir Kasdali ;
- à l'Ouest, par Bordj Zemoura et Guenzet ;



Figure I.1 – Situation géographique de la commune de Khelil - Bordj Bou Arreridj.

- à l'Est, par Beni Hocine ;
- au Nord, par Hammam Guergour et Bougaa. (voir Figure I.1)

1.2 La retenue

Les coordonnées du site de la retenue collinaire de Chaabet El Guettar, repérées dans la carte d'état-major BOU SELLAM N°92 à l'échelle 1/50.000^e. Les Lambert sont :

$$X = 711,35 \text{ Km.}$$

$$Y = 323,90 \text{ Km.}$$

Pour y accéder depuis le chef-lieu de la wilaya, nous devons emprunter la route nationale RN 5 depuis Bordj Bou Arreridj qui mène à Sétif en passant par le village de Sidi Embarek. Arrivé à un carrefour sur environ 23 km du chef-lieu de la wilaya, nous devons emprunter à gauche la route nationale RN 103 (anciennement chemin de wilaya CW 64) qui mène à Bougâa. Sur environ 9,5 km, après avoir traversé le chef-lieu de Daïra de Bir Kasdali, ensuite le chef-lieu de la commune de Khélil 4 km plus loin,

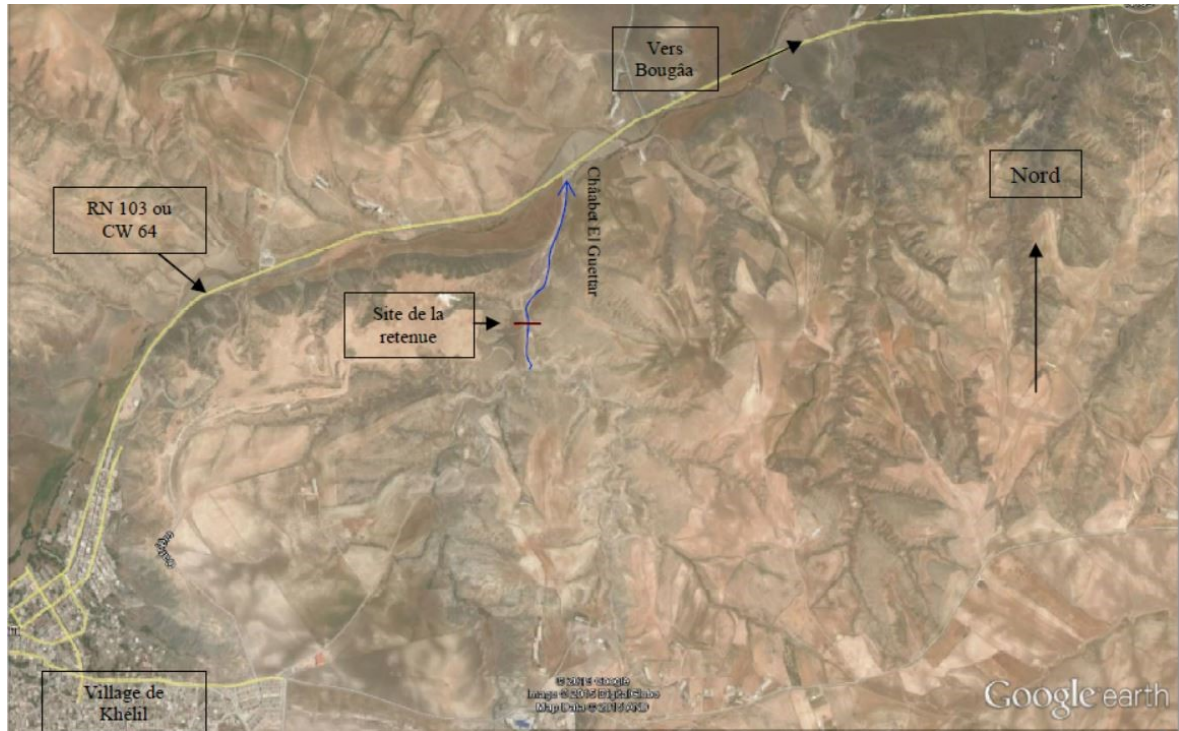


Figure I.2 – Situation du site choisi à l'implantation de la digue sur Google earth.

nous arrivons enfin près d'une piste sur la droite à la sortie de Khéhil et qui mène à une décharge sauvage non contrôlée (voir Figure I.2). La piste a une longueur de 700 m, carrossable par temps sec mais difficile par temps pluvieux puisque nous devons traverser le lit de l'oued pour arriver au site de la digue proposée.

2 CHOIX DE L'AXE DU BARRAGE

Sur le site retenu, l'axe du barrage a été tracé le plus rectilignement possible pour des considérations techniques permettant l'implantation des ouvrages annexes tels que le déversoir et la dérivation provisoire sur les deux rives du site (voir Figure I.4).



Figure I.3 – Plan de situation de la retenue collinaire de Khélil. Echelle : 1/500.000 (Carte touristique d’Algérie Nord-Est ,2000)



Figure I.4 – Axe de la retenue collinaire (HYDRO PROJET,2015).

3 CLIMAT

La wilaya de Bordj Bou Arreridj est caractérisée par un climat continental, qui offre des températures chaudes en été et très froides en hiver (parmi les plus basses d'Algérie). La pluviométrie annuelle est de 300 à 700 *mm* (Selon : Weatherbase[3], statistiques sur 19 ans).

La commune de Khelil représente les mêmes caractéristiques climatiques que celles de la wilaya. Les températures varient entre 22° et 30° l'été, et entre 6° et 11° l'hiver. La précipitation annuelle est comprise entre 300 et 400 *mm* ([3], statistiques sur 19 ans).

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons pu localiser le site de la retenue ainsi que le fond topographique présent afin de permettre la réalisation de l'étude hydrogéologique.

II

Étude géologique, géotechnique et de sismique

Sommaire

| | | |
|----------|---|-----------|
| 1 | ÉTUDE GÉOLOGIQUE | 9 |
| 1.1 | Description régionale | 9 |
| 1.2 | Géologie locale | 9 |
| 2 | SÉISMICITÉ | 11 |
| 3 | ÉTUDE GÉOTECHNIQUE | 13 |
| 3.1 | Reconnaitances géotechniques de l'axe de la retenue | 13 |
| 3.2 | Reconnaitances géotechniques des zones d'emprunt | 18 |
| 3.3 | Analyse chimique | 25 |
| | Conclusion | 26 |

Les études géologiques et géotechniques ont pour principal objet les études de sol pour la construction d'ouvrages tels que les barrages ou les retenues collinaires. Elles traitent des phénomènes de mouvement de sol (glissement, affaissement et autres), de déformation (tassements sous charges) et résistance mécanique. Elles permettent également d'expliquer et quantifier le comportement des matériaux aussi divers et hétérogènes que ceux engendrés par la nature.

Il est indispensable de connaître leurs propriétés physiques et mécaniques dans le cas où ils sont destinés à la construction d'une retenue collinaire. D'où la nécessité de la présente étude.

1 ÉTUDE GÉOLOGIQUE

1.1 Description régionale

Notre zone d'étude est dominée au Nord par les crêtes de la terminaison orientale des « Bibans » et par les masses calcaires du Djebel Guergour du côté de « Bougâa ». Vers le Sud, cet imposant ensemble montagneux se raccorde progressivement au domaine des hautes plaines sétifiennes. A l'exception des formations autochtones que forment les massifs du Djebel Guergour et Anini au Nord, tout le reste de la formation géologique est constitué d'un empilement d'unités allochtones que sont les nappes telliennes et nappes des flysch¹.

1.2 Géologie locale

L'étude stratigraphique des différentes unités allochtones a été complexe et a dû faire appel à la micro-paléontologie. Les différentes formations présentes au niveau du site sont citées de la plus récente vers la plus ancienne¹ :

- **Le Quaternaire (Q) :** Il est aperçu sur la carte géologique jusqu'à la confluence des deux oueds qui forment châabet El Guettar. Ces formations se développent surtout sur les formations marneuses. Il s'agit d'anciens glacis qui recouvraient les principaux versants à un Quaternaire plus ancien. Leurs parties hautes se raccordent à des masses solifluées. Leur base est assez généralement encroûtée, parfois massivement.
- **Le Mio-Pliocène continental (mp) :** Avec des argiles et conglomérats, et calcaires lacustres. Il est caractérisé par une puissante accumulation de cailloutis et de limons rougeâtres argilo-sableux ou marno-calcaires. Il correspond à des épanchages fluviaux dans un bassin dépendant de la dépression sétifiennne. A l'Est de

1. Information tirée à partir de l'étude effectuée par le bureau HYDRO PROJET, 2015

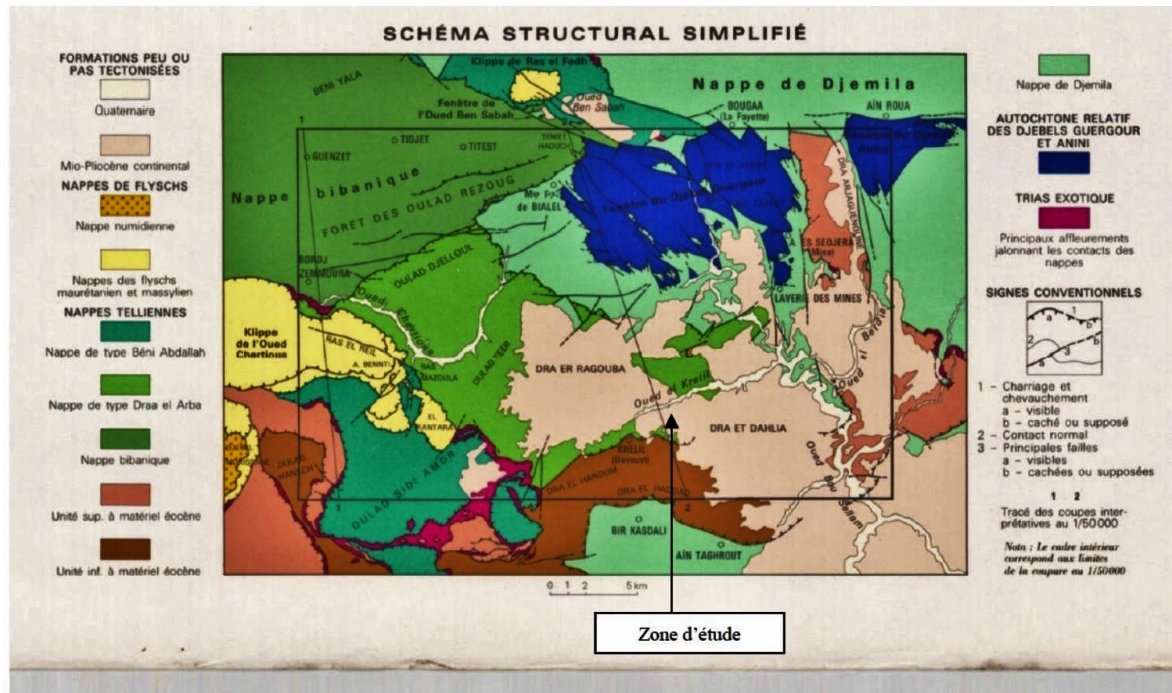


Figure II.1 – Schéma structural simplifié de la carte géologique Bousselem Echelle 1/50000.

la zone d'étude, entre les oueds Berdia et BouSellam, cet ensemble est couronné par un plateau de calcaires lacustres. Une nette surface d'érosion recoupe ces formations notamment dans la partie sud.

- **L'Eocène moyen de la nappe de Djemila et unité inférieure à matériel Eocène e6-7** : Il est retrouvé en amont du site sur l'affluent principal. Ce sont des marnes noires ou brunes à boules jaunes ou à calcaires jaunes en petits bancs. Elles renferment quelques rantercalations de lumachelles décimétriques noires.
- **L'Yprésien-Lutétien inférieur de la même nappe et unité inférieure à matériel Eocène e4-5** : Il est identifié grâce à une petite fenêtre qui affleure également en amont du site proposé. Ce sont des calcaires massifs bitumineux blancs à cassure noire et silex noirs. C'est un faciès classique qui peut atteindre 150 à 180 m d'épaisseur.

2 SÉISMICITÉ

Le but de cette étude est l'estimation du niveau de l'activité sismique de la région où sera implantée la retenue collinaire et d'évaluer l'accélération horizontale à prendre en compte notamment pour le dimensionnement de la digue.

D'une manière générale on peut dire que les épïcêtres des séismes algériens jonchent les principaux axes anticlinaux et que les séismes algériens sont d'autant plus fréquents que les plissements sont plus récents. Nombre de secousses importantes s'accompagnent de longues séries de répliques mais la secousse principale n'est pas toujours la première.

La carte des zones sismiques du document officiel, édité par le Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, après le tremblement de terre qui a eu lieu à Boumerdes et Alger en 2003, intitulé « Règlement Parasismiques Algériennes RPA 1999 / version 2003 », montre que le site de châabet El Guettar, dans la wilaya de Bordj Bou Arréridj, est classée en zone IIa d'où une activité sismique moyenne. La retenue collinaire qui sera projetée dans cette zone IIa appartient au groupe d'usage 1B, comme défini dans le RPA 2003 et de ce fait, le coefficient d'accélération A sera de 0,20 pour le calcul de la force sismique totale. L'ouvrage devra être réalisé suivant les Règles Para-sismiques Algériennes de façon à ce qu'il puisse résister aux plus fortes secousses telluriques.

Tableau II.1 – Coefficient d'accélération selon le Règlement Parasismique Algérien 2003 (ADDENDA du RPA 99)

| Groupe | Zone I | Zone II | Zone III | Classification des ouvrages selon leur importance |
|--------|--------|---------|----------|---|
| 1A | 0.15 | 0.25 | 0.40 | Ouvrage d'importance vitale |
| 1B | 0.12 | 0.20 | 0.30 | Ouvrage de grande importance |
| 2 | 0.10 | 0.15 | 0.25 | Ouvrage courants |
| 3 | 0.07 | 0.10 | 0.18 | Ouvrage de faible importance |

La zone d'étude est une zone sismique n° II.

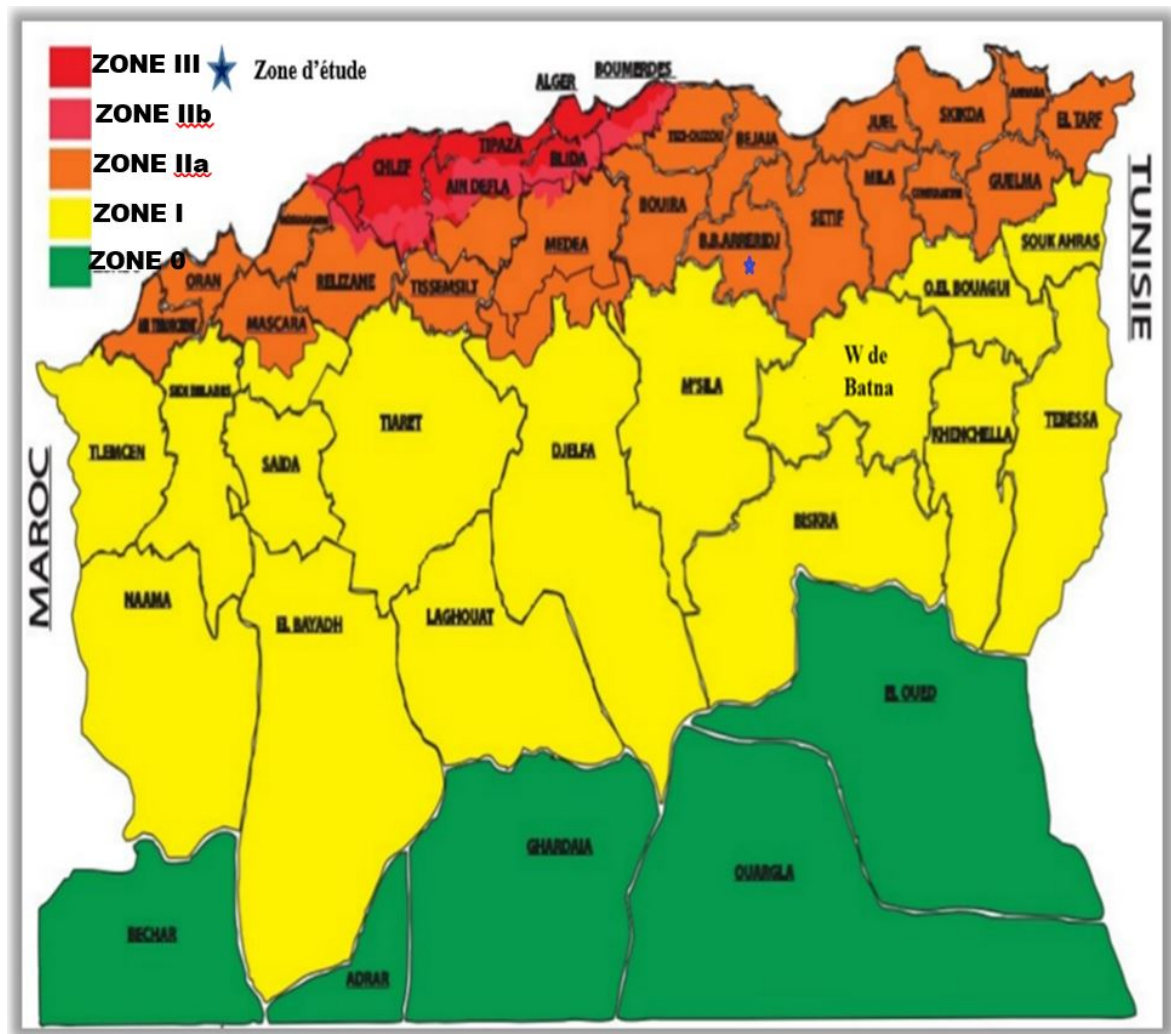


Figure II.2 – Carte de zonage sismique du territoire nationale (ADDENDA,RPA 99).

- Le coefficient d'accélération est : 0.20.

$$K = \frac{2}{3} \times a \implies K = 0.13 \quad (\text{II.1})$$

- Le coefficient sismique K est : 0.13.

On remarque que notre zone est caractérisée par un coefficient séismique plus au moins important. Le risque de séisme est ainsi assez élevé. Pour parer à toute éventualité, la retenue doit être réalisée selon les normes, et un calcul de stabilité en présence des forces sismiques s'avère obligatoire.

3 ÉTUDE GÉOTECHNIQUE

3.1 Reconnaissances géotechniques de l'axe de la retenue

Lors de l'étude effectuée par le bureau HYDRO PROJET[4], trois tranchées ont été réalisées à l'emplacement proposé de la digue avec récupération d'échantillons intacts paraffinés et d'échantillons remaniés. La tranchée T1 en rive droite, la tranchée T2 dans l'oued et la tranchée T3 en rive gauche. Ces tranchées ont été réalisées essentiellement pour la reconnaissance du sol d'ancrage de la digue, en déterminer la profondeur du substratum et pour connaître sa capacité à retenir les eaux par l'intermédiaire des essais de laboratoire suivants :

- Essais physiques :
 - Analyse granulométrique et sédimentométrique ;
 - Teneur en eau ;
 - Densité sèche ;
 - Densité humide ;
 - Limites d'Atterberg.
- Essais mécaniques :
 - Cisaillement rectiligne CU ;
 - Essai œdométrique.

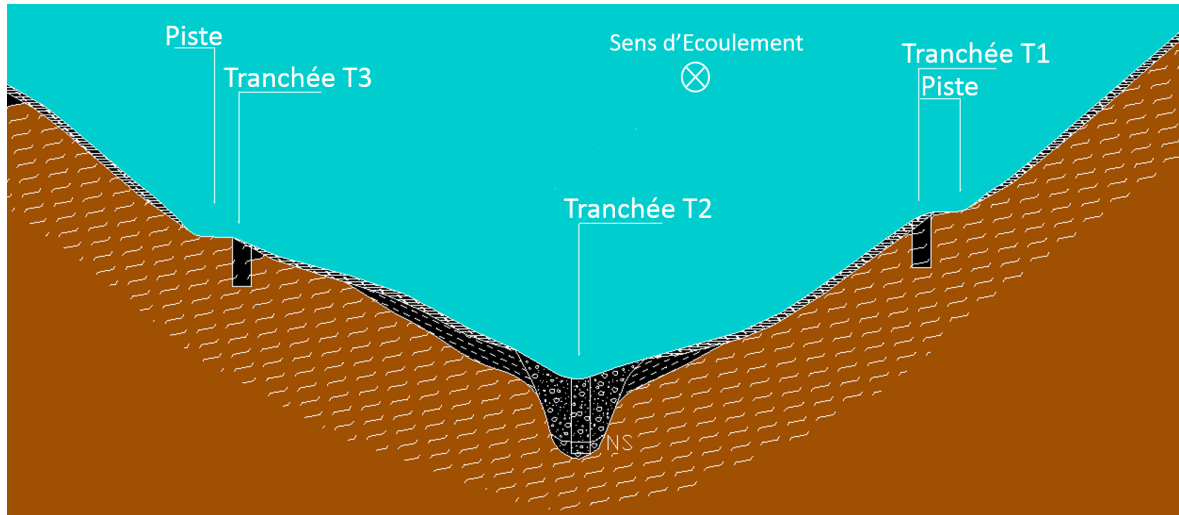


Figure II.3 – Coupe géologique transversale suivant l'axe de la digue.

3.1.1 Essais physiques

a) Analyse granulométrique et sédimentométrique :

Le but de l'analyse granulométrique et sédimentométrique est d'étudier la taille des particules et de mesurer l'importance relative de chacune des fractions de sol de dimensions bien définies.

Les courbes granulométriques des trois échantillons T1, T2 et T3 sont plus ou moins comparables. Elles sont étalées et continues et montrent une dispersion des éléments allant du gravier, au sable et enfin aux limons et argiles. (Voir courbes granulométriques et tableau récapitulatif en annexe).

Tableau II.2 – Résultats de l'analyse granulométrique et sédimentométrique[2].

| N° de tranchée | Profondeur (m) | Cailloux (%) | Graviers (%) | Gros Sable (%) | Sable fin (%) | Argiles et Limons (%) | <80 μ (%) | Classification |
|----------------|----------------|--------------|--------------|----------------|---------------|-----------------------|---------------|----------------|
| T1 | 2.00-3.00 | 11 | 33 | 16 | 13 | 28 | 36 | GA |
| T2 | 2.00-3.00 | 4 | 27 | 16 | 11 | 42 | 49 | SA |
| T3 | 2.00-3.00 | - | 14 | 14 | 19 | 53 | 68 | AP |

Le coefficient d'uniformité CU ne peut être calculé pour les quatre cas vu qu'aucune des courbes arrive jusqu'à la graduation des 10% pour avoir de d_{10} .

b) Teneur en eau :

La teneur en eau W est définie comme étant le rapport du poids de l'eau au poids de la matière sèche. Généralement, la mesure de la teneur en eau sur les échantillons intacts est supérieure à celle mesurée sur un échantillon remanié ce qui implique un dessèchement des échantillons pendant leur transport. Nous remarquons que la teneur en eau des argiles est relativement moyenne. Elles dénotent ainsi une assez bonne capacité à retenir les eaux souterraines.

Tableau II.3 – Résultats de la teneur en eau[2].

| N° de tranchée | Profondeur (m) | Teneur en eau W (%) |
|----------------|----------------|-----------------------|
| T1 | 2.50 | 12.7 |
| T2 | 2.50 | 17.3 |
| T3 | 2.50 | 12.9 |

c) Densité:

Pour les échantillons intacts paraffinés, la densité des argiles est relativement élevée en T1 et T2, que ce soit la densité humide, sèche ou des grains. Cependant, en T3, elle est moins élevée puisqu'il y a plus d'argile et moins de sable et de graviers. Cependant, la densité des grains est plutôt élevée.

Tableau II.4 – Résultats de la densité[2].

| N° de tranchée | Profondeur (m) | Densité sèche γ_d (t/m^3) | Densité humide γ_h (t/m^3) | Densité de grains γ_s (t/m^3) |
|----------------|----------------|--------------------------------------|---------------------------------------|--|
| T1 | 2.5 | 1.76 | 1.98 | 2.51 |
| T2 | 2.5 | 1.80 | 2.11 | 2.43 |
| T3 | 2.5 | 1.50 | 1.69 | 2.29 |

3.1.2 Essais mécaniques

a) Limites d'Atterberg :

Pour un matériau fin, elles mettent en évidence l'influence de la teneur en eau sur la consistance du matériau. L'essai se fait sur une fraction argileuse d'un sol dont les éléments sont inférieurs à 0,40 mm.

Selon la classification des sols U.S.C.S (classification des sols unifiés américains) qui est basée sur les limites d'Atterberg et la granulométrie, quand plus de la moitié du matériau est de dimension inférieure à l'ouverture de maille du tamis 200 (74μ), et quand la limite de liquidité est inférieure à 50% (ce qui est le cas des échantillons T2 et T3), le sol est de nature argileuse inorganique à faible plasticité. En T1, le sol en place présente plus de 35% de matériau fin ce qui caractérise un sol de nature argilo-sablo-graveleux de faible plasticité et inorganique mais en matériau plus grossier.

Tableau II.5 – Résultats de l'essai des limites d'Atterberg[2].

| N° de tranchée | Limite de liquidité WL(%) | Limite de plasticité WP(%) | Indice de plasticité IP(%) |
|----------------|------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| T1 | 31 | 19 | 12 |
| T2 | 31 | 18 | 13 |
| T3 | 32 | 20 | 12 |

b) Essais de cisaillement rectiligne:

L'essai de cisaillement rectiligne a été réalisé sur les trois échantillons des tranchées mais sur des échantillons remaniés, reconstitués pour les besoins de l'essai. La valeur de l'angle de frottement φ varie de 19° pour la plus faible (T3) à 32° pour la plus élevée (T1) ce qui est plausible au vu du matériau testé. La cohésion est faible puisqu'elle oscille entre 0,3 bar pour la plus faible (T2) et 0,43 bar pour la plus élevée (T3).

Tableau II.6 – Résultats de l'essai cisaillement rectiligne consolidé non-drainé CU[2].

| N° de tranchée | Angle de frottement φ (°) | Cohésion (Bars) |
|----------------|-----------------------------------|-----------------|
| T1 | 32 | 0.35 |
| T2 | 28 | 0.3 |
| T3 | 19 | 0.43 |

c) Essai œdométrique :

Cet essai est une application directe de la théorie de la consolidation. Il per-

met d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leur évolution dans le temps. On applique à l'échantillon, en présence d'eau, des contraintes normales successives croissantes. Après avoir atteint la charge maximale, on décharge, également par paliers successifs, en notant le gonflement du sol. Deux courbes formant une boucle sont ainsi obtenues :

- La courbe de chargement ;
- La courbe de déchargement.

Si la pression de consolidation est supérieure à la pression due au poids des terres qui surmontent ce point à une profondeur H , le sol est dit sur-consolidé. Les sols qui ont tassé uniquement sous leur propre poids et celui des terres de couvertures actuelles ont une pression due à leur poids égale à la pression de consolidation ce qui donne des sols normalement consolidés. Les sols sous consolidés tels que la pression de consolidation soit inférieure au poids des terres qui à une profondeur H sont en cours de consolidation sous leur propre poids. Il s'agit de remblais récents mal ou non-compactés. Les valeurs de l'essai œdométrique, la pression de consolidation, le coefficient de tassement et le coefficient de gonflement sont notés dans le tableau II.7.

Tableau II.7 – Résultats de l'essai des limites d'Atterberg[2].

| N° de tranchée | Pression de consolidation P_c (Bars) | Coefficient de tassement C_c (%) | Coefficient de gonflement C_g (%) |
|----------------|--|------------------------------------|-------------------------------------|
| T1 | 1.05 | 15.95 | 1.66 |
| T2 | 1.59 | 17.44 | 1.66 |
| T3 | 1.96 | 19.27 | 2.66 |

Les résultats du coefficient de perméabilité obtenus à l'œdomètre sont résumés dans le tableau II.8.

Tableau II.8 – Résultats des essais de perméabilité à l'œdomètre[2].

| N° de tranchée | Profondeur (m) | Perméabilité (m/s) | Description du sol | Observation |
|----------------|----------------|-----------------------|--|-------------|
| T1 | 2.5 | 4.11×10^{-8} | Argile marneuse jaunâtre à bronze, consistantes et schisteuses. | Imperméable |
| T2 | 3 | 2.25×10^{-8} | Marnes argileuses plastiques grises légèrement sableuses. | Imperméable |
| T3 | 2.5 | 2.35×10^{-8} | Argiles marneuses, de teinte brune à marron, légèrement sableuses qui constituent le substratum imperméable. | Imperméable |

3.2 Reconnaissances géotechniques des zones d'emprunt

Les différentes investigations réalisées dans la cuvette ont permis de délimiter les zones de prélèvement des matériaux fins favorables qualitativement et quantitativement à la construction de la digue. Les différentes fouilles ont mis en évidence un certain nombre de formations lithologiques, de nature variée allant des argiles marno-sableuses, argiles graveleuses et argiles grises à vertes du Mio-Pliocène représentant le substratum au niveau de la cuvette. Quatre fouilles ont été réalisées dans le cadre de cette étude. Les fouilles F1 et F2 ont comme emplacement la rive droite de la zone d'étude, la fouille F3 est située sur la rive gauche en amont de la tranchée T3, et pour ce qui est de la fouille F4 elle a été réalisée en rive droite de l'affluent gauche de châabet El Guettar. De ce fait trois zones d'emprunt peuvent être distinguées : zone A (F1 et F2), zone B (F4) et zone C (F3).

Des échantillons intacts et remaniés ont été prélevés de chaque fouille afin de leur faire subir les tests suivants :

- Essais physiques :
 - Analyse granulométrique et sédimentométrique ;
 - Teneur en eau ;
 - Densité sèche ;

- Densité humide.
- Essais mécaniques :
 - Limites d'Atterberg ;
 - Essai œdométrique ;
 - Perméabilité à l'odomètre ;
 - Essai Proctor normal ;
 - Essai de cisaillement rectiligne (CU).

3.2.1 Essais physiques

a) Analyse granulométrique et sédimentométrique :

Les courbes granulométriques des échantillons F1, F2, F3 et F4, prélevés dans les argiles marno-sableuses et graveleuses des terrasses alluviales de la vallée de Chaabet El Guettar, sont comparables. Elles sont étalées et continues, presque identiques à l'exception de la fouille F1 qui montre une flexure au niveau du sable fin, ce qui induit à une plus grande fraction sableuse. Elles vont des graviers aux limons et argiles pour les quatre courbes en passant par le sable dans des proportions différentes, ce qui donne une distribution spatiale assez large et continue. (Voir courbes granulométriques et tableau récapitulatif en annexe)

Tableau II.9 – Résultats de l'analyse granulométrique et sédimentométrique[2].

| N° de fouille | Profondeur (m) | Cailloux (%) | Graviers (%) | Gros Sable (%) | Sable fin (%) | Argiles et Limons (%) | <80 μ (%) | Classification |
|---------------|----------------|--------------|--------------|----------------|---------------|-----------------------|---------------|----------------|
| F1 | 2.00-3.00 | - | 15 | 13 | 27 | 45 | 67 | Ap |
| F2 | 2.00-2.80 | - | 22 | 14 | 11 | 53 | 59 | Ap |
| F3 | 2.00-3.00 | - | 9 | 13 | 20 | 58 | 74 | Ap |
| F4 | 2.00-3.00 | - | 25 | 21 | 17 | 37 | 49 | Sa |

Le coefficient d'uniformité CU ne peut être calculé pour les quatre cas vu qu'aucune des courbes arrive jusqu'à la graduation des 10% pour avoir de d_{10} .

b) Teneur en eau :

La teneur en eau des échantillons F1, F2, F3 et F4 varie entre 12,5 % pour la plus faible (échantillon intact paraffiné de F1) et 17,6 % pour la plus élevée (échantillon intact paraffiné de F3). Elle s'exprime en pourcentage et représente le rapport de la phase liquide de l'échantillon sur le poids de la phase solide. La phase liquide représente un peu plus du sixième de la phase solide.

Tableau II.10 – Résultats de la teneur en eau[2].

| N° de fouille | Teneur en eau W (%) |
|---------------|---------------------|
| F1 | 12.5 |
| F2 | 13.1 |
| F3 | 17.6 |
| F4 | 15 |

c) Densité:

Pour la densité les résultats trouvés lors des essais sont résumés dans le tableau II.11.

Tableau II.11 – Résultats de la densité[2].

| N° de fouille | Densité sèche γ_d (t/m^3) | Densité humide γ_h (t/m^3) | Densité de grains γ_s (t/m^3) |
|---------------|---|--|---|
| F1 | 1.60 | 1.8 | 2.37 |
| F2 | 1.47 | 1.66 | 2.35 |
| F3 | 1.42 | 1.67 | 2.43 |
| F4 | 1.62 | 1.87 | 2.44 |

3.2.2 Essais mécaniques

a) Limites d'Atterberg:

Selon la classification des sols U.S.C.S (classification des sols unifiés américains) qui est basée sur les limites d'Atterberg et la granulométrie. Les échantillons F1,

F2, F3 et dans une moindre mesure F4 appartiendraient aux sols fins dont plus de la moitié du matériau est de dimension inférieure à l'ouverture de maille du tamis n° 200 qui correspond à 0,074 mm et dont la limite de liquidité est inférieure à 50. Il s'agit d'argiles inorganiques de faible plasticité, légèrement sableuses et silteuses. Ce sont des argiles maigres. Elles ont une ténacité à l'état sec moyenne à élevée et une cohésion moyenne.

Tableau II.12 – Résultats de l'essai des limites d'Atterberg[2].

| N° de fouille | Limite de liquidité WL(%) | Limite de plasticité WP(%) | Indice de plasticité IP(%) | Indice de consistance IC(%) |
|---------------|------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|--------------------------------|
| F1 | 35 | 21 | 14 | 1.61 |
| F2 | 33 | 20 | 13 | 1.53 |
| F3 | 43 | 25 | 18 | 1.41 |
| F4 | 30 | 15 | 15 | 1 |

b) Essais œdométriques:

L'essai œdométrique permet d'étudier le processus de tassement en laboratoire, sous certaines conditions précises : saturation de l'échantillon et drainage vertical. L'essai œdométrique a été réalisé sur des échantillons remaniés de F1, F2, F3 et F4, ce qui a donné naissance à des courbes de chargement et de déchargement qui ne se recoupent pas indiquant ainsi que le matériau ne présente pas de tendance au gonflement.

La pression de consolidation varie entre 0,38 *bar* pour la plus faible (F4) et 2,92 *bars* pour la plus élevée (F1), et l'indice de gonflement des quatre échantillons est inférieur à 0,04, ce qui est favorable pour l'utilisation de ces matériaux pour la construction de la digue.

Tableau II.13 – Résultats de l’essai œdométrique[2].

| N° de fouille | Pression de consolidation Pc(Bars) | Coefficient de tassement Cc(%) | Coefficient de gonflement Cg(%) |
|---------------|------------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|
| F1 | 2.92 | 18.27 | 1.91 |
| F2 | 0.53 | 20.09 | 1.83 |
| F3 | 1.30 | 18.60 | 1.83 |
| F4 | 0.38 | 15.10 | 2.24 |

c) Perméabilité à l’œdomètre :

Les essais de perméabilité ont été faits à l’œdomètre sur des échantillons tamisés inférieurs à 5 mm, remaniés et reconstitués pour les besoins de l’essai. Ils ont donné des valeurs comprises entre 2.15×10^{-7} m/s pour la plus élevée (fouille F3) et 2.09×10^{-9} m/s pour la plus faible (l’échantillon F4). Ces valeurs attestent bien de l’étanchéité des différents échantillons soumis au test de la perméabilité à l’œdomètre.

Tableau II.14 – Résultats des essais de perméabilité à l’œdomètre[2].

| N° de fouille | Perméabilité (m/s) | Description du sol | Observation |
|---------------|-----------------------|---|-------------|
| F1 | 1.13×10^{-8} | Argile marneuse sableuse à graveleuse à rare cailloux, brun rougeâtre. | Imperméable |
| F2 | 5.86×10^{-8} | Argile marneuse sableuse à graveleuse à rare cailloux, brunâtre à grisâtre. | Imperméable |
| F3 | 2.15×10^{-7} | Argiles marneuses sableuse, grisâtre. | Imperméable |
| F4 | 2.09×10^{-9} | Argile marneuse sablo- graveleuse, caillouteuse et brunâtre. | Imperméable |

d) Essai Proctor normal:

Un matériau étant défini par sa granulométrie, l’essai Proctor se propose de mesurer la teneur en eau qui permet d’obtenir, après un compactage donné du matériau, une valeur maximale du poids spécifique sec γ_d . Trois cas de figure se présentent comme suit :

- Si $W_n = W_{opt}$, le compactage est effectué ;
- $W_n < W_{opt}$, le sol doit être arrosé avant compactage pour atteindre W_{opt} ;
- $W_n > W_{opt}$, le sol doit être aéré pour sécher.

Pour les échantillons de F1 et F2 en rive droite, les teneurs en eau naturelles W_n est inférieure à la teneur en eau optimale W_{opt} , donc un arrosage du remblai dès sa pose est obligatoire avant le compactage pour atteindre au moins 95% de l'optimum Proctor.

Pour les échantillons F3 et F4, c'est le contraire puisque $W_n > W_{opt}$, donc une aération du matériau avant sa pose au niveau de l'axe de la digue est envisagée.

Tableau II.15 – Résultats de l'essai Proctor normal[2].

| N° de fouille | Teneur en eau W_n (%) | N° de optimale W_{opt} (%) | Densité sèche max γ_d max (t/m^3) |
|---------------|-------------------------|------------------------------|--|
| F1 | 12.5 | 16 | 1.71 |
| F2 | 13.1 | 16.2 | 1.68 |
| F3 | 17.6 | 15.9 | 1.6 |
| F4 | 15 | 12.43 | 1.82 |

e) Essais de cisaillement rectiligne:

Le but des essais de cisaillement est de mesurer la résistance au cisaillement sous contrainte normale et d'en déduire la valeur des deux constantes, la cohésion C et l'angle de frottement φ interne qui représentent les caractéristiques mécaniques du milieu.

Les valeurs de la cohésion varient de 0,25 *bar* pour la plus faible (F2 et F4) à 0,62 *bar* (F1) pour le même matériau, à savoir les argiles marneuses sableuses. Tandis que les angles de frottement varient de 15° pour la valeur la plus faible (F2) à 20°(F1) pour la plus élevée, suivant l'importance des fractions argileuses et sableuses.

Tableau II.16 – Résultats de l’essai cisaillement rectiligne consolidé non-drainé CU[2].

| N° de fouille | Angle de frottement φ (°) | Cohésion (Bars) |
|---------------|-----------------------------------|-----------------|
| F1 | 20 | 0.62 |
| F2 | 15 | 0.25 |
| F3 | 19 | 0.40 |
| F4 | 18 | 0.25 |

3.2.3 Estimation des volumes des matériaux de construction

a) Matériaux fins :

Les zones A et C constitueront la source de prélèvement des matériaux fins au niveau de la cuvette malgré la présence de galets et graviers au sein de ces argiles. Il s’agit d’argiles marno-sableuses qui se situent au niveau des terrasses alluviales en bordure de Chaabet El Guettar et des collines qui bordent la vallée qui sont datées du Mio-Pliocène. Cette formation se poursuit sur plusieurs dizaines de mètres en amont du site. Sachant que des marnes argileuses ont pu être mises en évidence sur au moins 2,5 à 3 m de profondeur. En optant pour une épaisseur moyenne de 2,5 m, le volume disponible en matériau fin sera d’environ **203.000 m³** pour une surface de plus de **81.000 m²**. Précisant que ces zones de prélèvement ont montré de bonnes aptitudes géotechniques à la construction de la digue.

b) Matériaux grossiers pour la recharge et filtres :

La zone B, délimitée sur la carte des zones d’emprunt au 1/1.000^e (Annexe A), constituera la zone de prélèvement des alluvions grossières (le sable et le gravier). Cette zone a une superficie de 6.085 m. Le volume approximatif pour cette zone sera d’environ 6.100 m³ pour une épaisseur moyenne d’un mètre ou moins d’un mètre. La limite du lit de la Chaaba, représente la zone de prélèvement des matériaux alluvionnaires représentés par des galets, des graviers et du sable grossier principalement. Ils serviront à la réalisation des filtres au niveau de la digue et des drains et la protection de la digue.

c) Enrochement:

Selon les géologues du bureau HYDRO PROJET, ces matériaux existent mais sous la forme de conglomérats ou de bancs calcaires à pendage vertical. Les premiers ont été observés en aval de l'axe de la digue, dans le lit de la Chaaba, et les deuxièmes en amont de la fouille F4 affleurant à la faveur des argiles du Mio-Pliocène.

Il faudrait l'utilisation d'un brise roche pour une exploitation optimum de ces matériaux car ils sont faiblement présents à l'état naturel aux environs immédiats de la retenue collinaire.

3.3 Analyse chimique

La teneur en matières organiques a été mesurée en laboratoire de chimie d'INZAMAC (Décembre 2015)[2]. Les résultats ont montré que les échantillons de T1, T2 et T3 ainsi que les échantillons F1, F2, F3 et F4 avaient des taux inférieurs au taux admissible qui est de 6%.

Tableau II.17 – Résultats de l'analyse chimique[2].

| N° de fouille/tranchée | Teneur en matière organique MO(%) |
|------------------------|-----------------------------------|
| T1 | 2.73 |
| T2 | 2.74 |
| T3 | 5.1 |
| F1 | 3.73 |
| F2 | 4.66 |
| F3 | 3.54 |
| F4 | 2.6 |

Conclusion

La synthèse géologique du site et l'interprétation des résultats des essais géotechniques effectués sur les zones d'emprunt et sur les fondations, nous ont permis de mettre en exergue les caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les matériaux nécessaires à la construction de l'ouvrage. Une digue en terre homogène sera projetée. Elle reposera sur des argiles marneuses légèrement sableuses en rive droite, et en rive gauche.

III

Étude hydrologique

Sommaire

| | | |
|----------|--|------------|
| 1 | BASSIN VERSANT | 28 |
| 1.1 | Caractéristiques géométriques | 28 |
| 2 | HYPSOMÉTRIE DU BASSIN VERSANT | 30 |
| 2.1 | Le relief | 30 |
| 2.2 | Caractéristiques hydrographique du bassin | 36 |
| 3 | ÉTUDE DE PRÉCIPITATION | 42 |
| 3.1 | Test d'homogénéité des données | 42 |
| 3.2 | Ajustement des précipitations maximales journalières | 44 |
| 3.3 | Étude des apports | 52 |
| 3.4 | Transport solide et détermination du volume mort | 57 |
| 4 | ÉTUDE DES CRUES | 60 |
| 4.1 | Construction de l'hydrogramme de crue par la méthode de Sokolovski | 65 |
| 4.2 | Régularisation de l'écoulement | 70 |
| 5 | LAMINAGE DES CRUES | 86 |
| 5.1 | principe de calcul | 86 |
| 6 | CALCUL D'OPTIMISATION | 99 |
| 6.1 | Revanche | 99 |
| 6.2 | Calcul du tassement | 101 |
| 6.3 | Largeur en crête | 101 |
| 6.4 | Calcul des coûts | 103 |
| | Conclusion | 109 |

L'hydrologie en tant que science s'intéresse à l'étude de la phase du cycle de l'eau, qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et l'infiltration. Cette étude permet de mettre en évidence les

potentialités du bassin versant en terme d'écoulement et d'emmagasinement par l'analyse des données disponibles (minimum de 10 ans). Les paramètres de conception et de dimensionnement des éléments d'un aménagement ainsi que son exploitation seront évalués avec une approximation, à savoir leur capacité de stockage et les caractéristiques des ouvrages d'évacuation.

Dans l'étude hydrologique des ouvrages, nous devons considérer :

- la description du bassin versant ;
- l'analyse des crues : l'estimation du temps de concentration, le débit maximal et le volume de la crue ;
- la détermination de l'apport moyen annuel et les apports fréquents ;
- la régularisation des écoulements pour l'estimation de l'apport solide et la capacité de la retenue.

1 BASSIN VERSANT

1.1 Caractéristiques géométriques

a) Surface et périmètre :

Le bassin versant du site de la retenue collinaire de Chaabet El Guettar dont l'emplacement de l'exutoire correspond aux coordonnées suivantes en UTM : 684, 27 Km en longitude et 4.006, 87 Km en latitude, en se basant sur la délimitation du bassin à l'aide du logiciel *ArcGIS 10.4* selon le réseau topographique et hydrographique de la zone on obtient les résultats suivants :

- Une superficie drainée de 7,973 Km² ;
- Un périmètre de l'ordre de 13,871 Km ;
- Longueur du talweg principal est de 2.428 Km.

b) Les caractéristiques de forme :

- **L'indice de compacité de Gravélius K_C :**

Cet indice représente le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface.

$$H_C = \frac{P}{P_C} = \frac{P}{2\pi R} \quad (\text{III.1})$$

$$R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}, P_C = 2\pi R = 2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

$$K_C = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = 0.28\frac{P}{\sqrt{S}}$$

Avec :

P : Périmètre de bassin versant (Km);

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

A.N : $K_C = 0.28\sqrt{\frac{13.871}{7.973}} = \mathbf{1.38}$

Si $K_C = 1$ \implies Bassin versant circulaire

Si $K_C = 1.128$ \implies Bassin ramassé

Si $K_C > 1.128$ \implies Bassin ramassé

Selon la valeur du coefficient de Gravélius K_C le bassin en question est de forme allongée.

- **Coefficient d'allongement :**

Ce coefficient est déterminé selon la formule (III.2) :

$$K_p = \frac{L^2}{S} \quad (\text{III.2})$$

Avec :

L : Longueur du talweg principal $L = 2.428 Km$;

S : Surface du bassin versant $S = 7.973 \text{ Km}^2$.

A.N : $K_p = \frac{2.428^2}{7.973} = 0,739$

• **Rectangle équivalent :**

La transformation du bassin versant réel en un bassin de forme géométrique rectangulaire toute en conservant les mêmes caractéristiques géométriques (superficie, périmètre) ainsi la répartition hypsométrique et hydrographique afin de se permettre de comparer les bassins versant en point de vue d'écoulement.

L_r : Longueur du rectangle équivalent en Km ;

l_r : Largeur de rectangle équivalent en Km .

Ce qui donne la surface et le périmètre comme suit :

$$S = L_r \times l_r; P = 2 \times (L_r + l_r)$$

$$S = L_r \times l_r; P = 2 \times (L_r + l_r) \quad (\text{III.3a})$$

$$K_C = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{III.3b})$$

De l'équation (III.3a) et (III.3b), nous aurons :

$$L_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1.128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_C} \right)^2} \right) \quad (\text{III.4a})$$

$$l_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1.128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_C} \right)^2} \right) \quad (\text{III.4b})$$

$$\text{A.N : } L_r = 5.413 \text{ Km}$$

$$l_r = 1.473 \text{ Km}$$

2 HYSOMÉTRIE DU BASSIN VERSANT

2.1 Le relief

Les écoulements de surface sont influencés indirectement par le relief .C'est ce dernier qui détermine en grande partie les phénomènes de ruissellement, d'infiltration

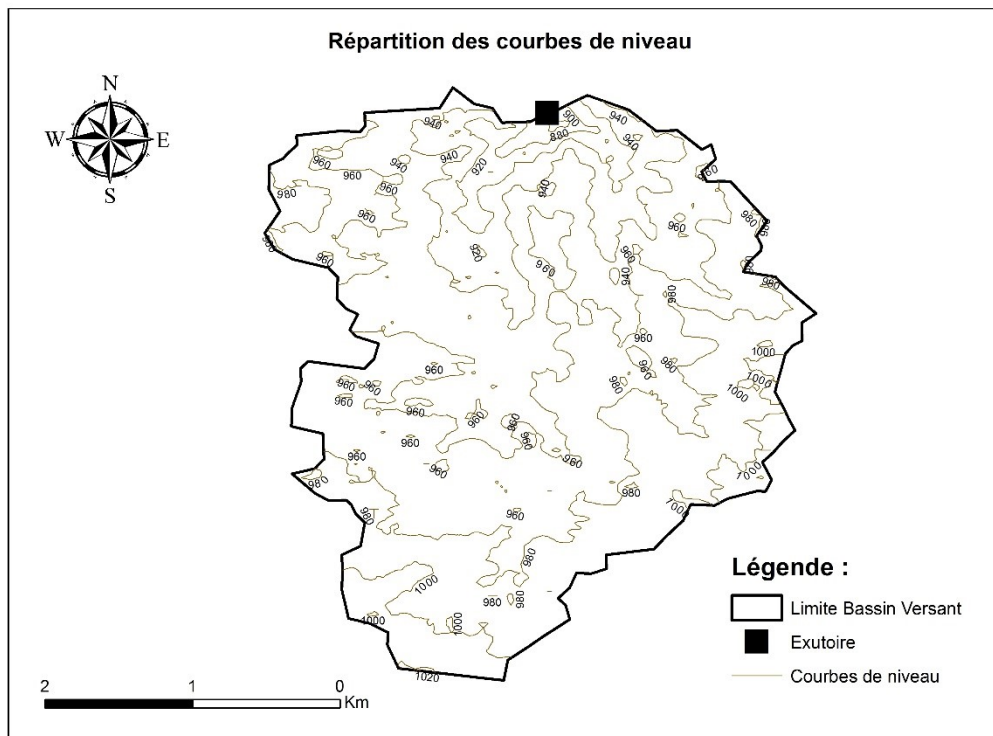


Figure III.1 – Répartition des courbes de niveau dans le bassin versant.

et de l'évaporation. C'est un élément capital dans le comportement hydraulique d'un bassin[5].

a) Répartition des altitudes et courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique donne un aperçu sur la notion du relief du bassin en faisant intervenir le paramètre de la pente qui correspond à cette zone par la représentation graphique de l'altitude du bassin versant en fonction de sa surface (pourcentage de surface). Pour un intervalle d'altitude classé et choisi correspond un pourcentage de surface.

La répartition des surfaces ainsi que leur pourcentage par rapport aux intervalles des altitudes est résumée par le tableau III.1.

Tableau III.1 – Répartition des surfaces en fonction des altitudes dans le bassin versant.

| Altitudes (m) | S_i (Km ²) | S_i (%) | S_i cumulées (%) |
|---------------|--------------------------|-----------|--------------------|
| 1000 - 1023 | 0.428253 | 5.373652 | 5.373 |
| 980 - 1000 | 1.756042 | 22.034540 | 27.408 |
| 960 - 980 | 2.624827 | 32.935920 | 60.344 |
| 940 - 960 | 2.102506 | 26.381920 | 86.726 |
| 920 - 940 | 0.744850 | 9.346261 | 96.072 |
| 900 - 920 | 0.238065 | 2.987202 | 99.059 |
| 877 - 900 | 0.074954 | 0.940511 | 100 |

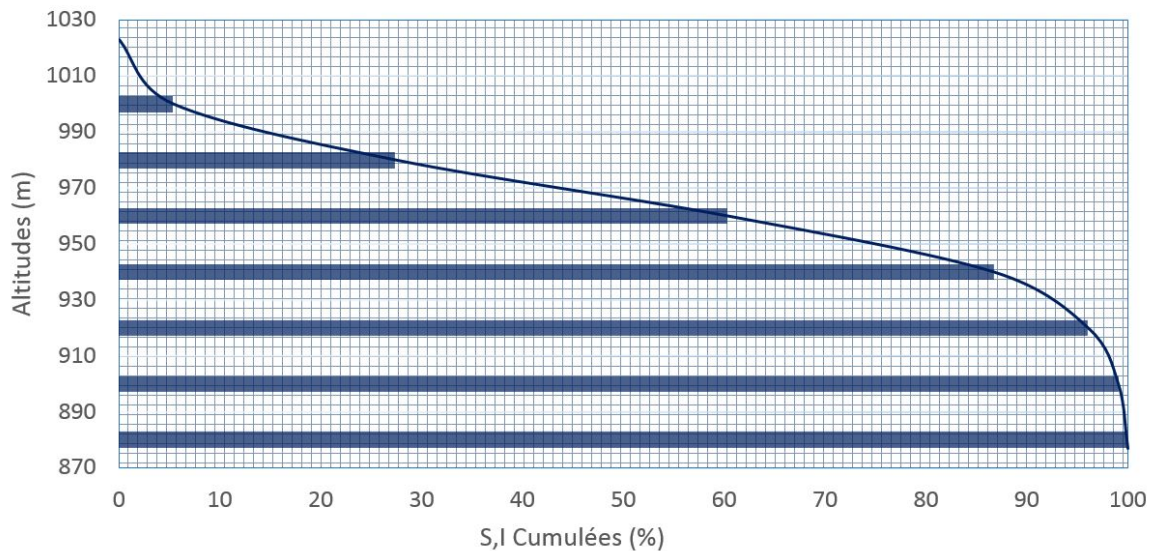


Figure III.2 – Répartition et courbe hypsométrique du bassin versant.

b) Détermination des altitudes caractéristiques (H_{max} ; H_{min} ; $H_{50\%}$; $H_{95\%}$; $H_{5\%}$; H_{moy}):

D'après la topographie et la courbe hypsométrique :

- L'altitude maximale : $H_{max} = 1023$ m ;

- L'altitude minimale : $H_{min} = 877 \text{ m}$.

D'après la courbe de la figure III.2, nous pouvons déterminer :

- L'altitude médiane : $H_{50\%} = 968 \text{ m}$;
- L'altitude à 95% de la surface : $H_{95\%} = 924 \text{ m}$;
- L'altitude à 5% de la surface : $H_{5\%} = 1000 \text{ m}$;
- L'altitude moyenne H_{moy} par la formule (III.5) : $H_{moy} = 964.6 \text{ m}$;

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i H_i}{S} \quad (\text{III.5})$$

c) Calcul des indices de pente :

- Calcul des indices de pente I_g :

Cet indice représente la pente de 90 % de la surface du bassin versant comprise entre les altitudes correspondantes aux 5 et 95 %. Les altitudes sont lues sur la courbe hypsométrique.

$$I_g = \frac{D}{L_r} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_r} \quad (\text{III.6})$$

Avec :

D : Dénivelé entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ (Km) ;

L_r : Longueur du rectangle équivalent (Km).

A.N : $I_g = \frac{(1000-924)}{5.413} \implies I_g = 14.04 \text{ m/Km} \implies I_g = 1.404 \%$

Tableau III.2 – Classification du relief (TOUAIBIA, 2001).

| | | | | | |
|----|---------------------|-----------------------|----|-------------------|---------------------|
| R1 | Relief très faible | $I_g < 0.002$ | R4 | Relief modéré | $0.01 < I_g < 0.02$ |
| R2 | Relief faible | $0.002 < I_g < 0.005$ | R5 | Relief assez fort | $0.02 < I_g < 0.05$ |
| R3 | Relief assez faible | $0.005 < I_g < 0.010$ | R6 | Relief fort | $0.05 < I_g < 0.1$ |

D'après le tableau III.2 et la valeur de la pente globale trouvée, le relief de notre bassin versant appartient à la classe R4 qui représente un relief modéré.

• **Indice de pente de roche I_p :**

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i est H_{i-1} . Il est donné par la formule (III.7).

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L_r}} \left[\sum_{i=1}^n \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} \right] \quad (\text{III.7})$$

Avec :

L_r : Longueur du rectangle équivalent (m) ;

S_i : Surface partielle entre deux courbes de niveaux successives (%) ;

H_i, H_{i-1} : Côtes des courbes de niveaux consécutives (m).

• **Pente moyenne du bassin I_m :**

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct et donc du temps de concentration T_c .

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S}$$

$$\Rightarrow I_m = \frac{20 \times (0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{7973374.2} \quad (\text{III.8})$$

Avec :

ΔH : Dénivelé (m) ;

L_i : Longueur de courbe de niveau d'ordre « i » (m) ;

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

Tableau III.3 – Longueurs des courbes de niveaux du bassin versant

| Altitudes (m) | Longueur de la courbe (m) |
|---------------|---------------------------|
| 880 | 342.643 |
| 900 | 1398.641 |
| 920 | 4465.372 |
| 940 | 9638.744 |
| 960 | 20824.918 |
| 980 | 2989.773 |
| 1000 | 16153.098 |
| 1020 | 329.846 |

$$I_m = 0.14$$

- **Indice de pente moyenne I_{pm} :**

L'indice de pente moyenne est le rapport entre dénivelée et La longueur du rectangle équivalent. Il est donné par l'équation (III.9).

$$I_{pm} = \frac{(H_{max} - H_{min})}{L} \quad (III.9)$$

$$\text{A.N : } I_{pm} = \frac{(1023-877)}{5413.288} \implies I_{pm} = 2.70\%$$

- **Dénivelé spécifique D_s :**

La dénivelée spécifique c'est un paramètre qui nous permettre a bien comprendre la nature de relief dans le bassin versant. Elle est donnée par l'équation (III.10).

$$D_s = I_g \quad (III.10)$$

$$\text{A.N : } D_s = 0.014\sqrt{7973374.2} \implies D_s = 39.64 \text{ m}$$

2.2 Caractéristiques hydrographique du bassin

2.2.1 Réseau hydrographique

a) Densité de drainage D_d :

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

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \quad (\text{III.11})$$

Avec :

$\sum L_i$: Longueur de tous les talwegs (Km);

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

A.N : $D_d = \frac{13.941}{7.973} \implies D_s = 1.748 \text{ Km}/\text{Km}^2$

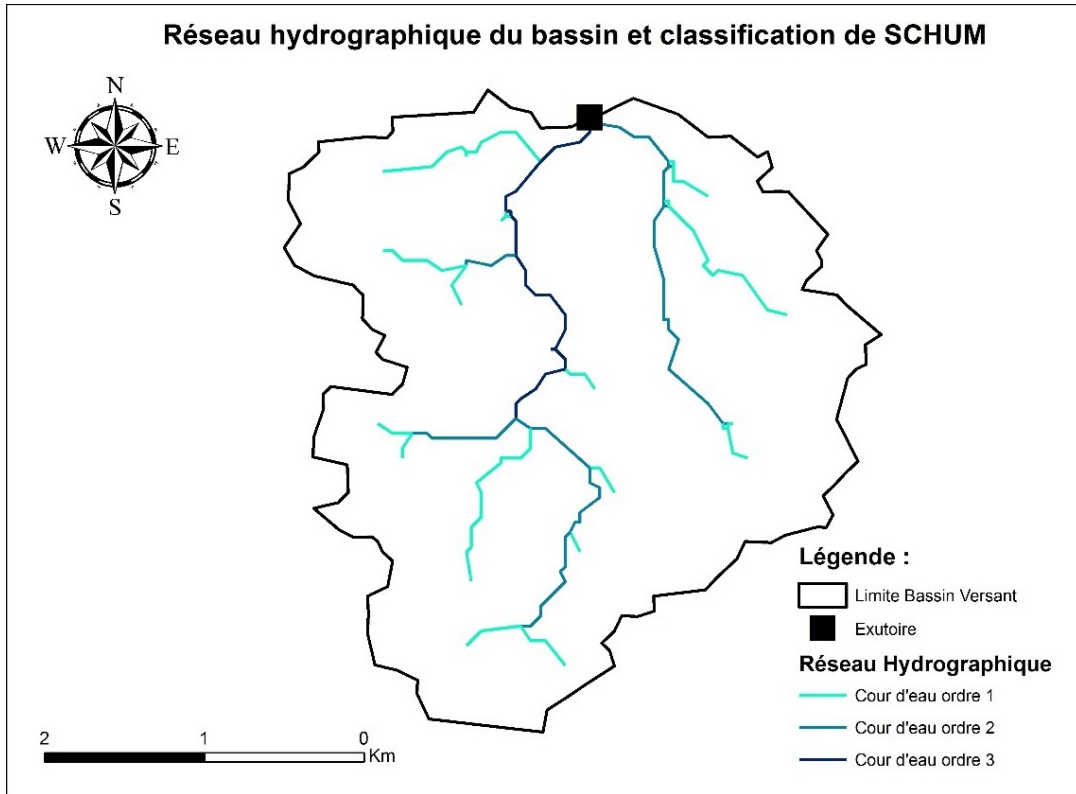


Figure III.3 – Répartition du réseau hydrographique du bassin et classification de Schum(1957).

b) Densité du talweg élémentaire :

Elle est donnée par l'équation (III.12).

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \tag{III.12}$$

Avec :

N_1 : Nombre de talwegs d'ordre 1 ;

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

A.N : $F_1 = \frac{24}{7.973} \implies F_1 = 3.01$

c) Coefficient de torrentialité :

Elle est donnée par l'équation (III.13).

$$C_t = D_d \times F_1 \tag{III.13}$$

A.N : $C_t = 1.748 \times 3.01 \implies C_t = 5.262Km^{-3}$

2.2.2 Temps de concentration

Le temps de concentration est défini comme étant le temps nécessaire que met la goutte d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire. Ce temps nous renseigne sur le mode de réaction du bassin versant en période de crue. Il peut être calculé par plusieurs formules :

a) Formule de Giandotti :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (\text{III.14})$$

Avec :

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

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

H_{min} : Altitude minimale (m);

H_{moy} : Altitude moyenne (m).

$$\text{A.N : } T_c = \frac{4\sqrt{7.973} + 1.5 \times 0.722}{0.8\sqrt{964 - 877}} \implies T_c = 1.65h$$

b) La formule de Kirplich:

$$T_c = 0.01947 \times L^{0.77} \times I^{-0.385} \quad (\text{III.15})$$

Avec :

L : Longueur du cours d'eau principal (m);

I : Pente moyenne (%).

$$\text{A.N : } T_c = 0.01947 \times 721.712^{0.77} \times 0.14^{-0.385} \implies T_c = 0.11h$$

En prenant compte de la végétation :

$T_c = (1.4 \div 2.2)0.01947 \times L^{0.77} \times I^{-0.385}$. Et avec un coefficient de majoration pris à 2.2 :

$$\implies T_c = 0.24h$$

c) **Formule de California :**

$$T_C = \left(\frac{0.87 \times L_{cp}^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0.386} \quad (\text{III.16})$$

Avec :

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

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

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

$$\text{A.N : } T_C = \left(\frac{0.87 \times 0.721712^3}{1023 - 877} \right)^{0.386} \implies T_C = 0.095h$$

d) **Formule de Turrazza :**

$$T_C = 1.662 \times S^{0.5} \quad (\text{III.17})$$

Avec :

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

$$\text{A.N : } T_C = 1.662 \times 7.973^{0.5} \implies T_C = 0.78h$$

Pour des raisons de morphologie (superficie du bassin et la longueur du talweg principal), et pour l'aspect sécuritaire on adoptera la valeur obtenue par la formule de Kirplich $T_C = 0.24 h$ dans la suite du calcul.

2.2.3 Vitesse de ruissellement

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_C} \quad (\text{III.18})$$

Avec :

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

T_C : Temps de concentration (*heure*).

$$\text{A.N : } T_C = \frac{0.721712}{0.24} \implies V_r = 2.986 \text{ Km/h}$$

Tableau III.4 – Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.

| Désignation | Symbol | Unité | Valeur | |
|------------------------------|----------|-------------------------|-------------|-------|
| Superficie | S | Km^2 | 7.973374 | |
| Périmètre | P | Km | 13.8708 | |
| Longueur du talweg principal | L_{cp} | Km | 2.428 | |
| Indice de compacité | K_C | / | 1.38 | |
| Coefficient d'allongement | K_P | / | 0.739 | |
| Rectangle équivalent | Longueur | L_r | Km | 5,413 |
| | Largeur | l_r | | 1,473 |
| Altitudes | Maximale | H_{max} | m | 1023 |
| | Médiane | $H_{50\%}$ | | 968 |
| | Moyenne | H_{moy} | | 964,6 |
| | Minimale | H_{min} | | 877 |
| Indice de pente global | I_g | m/Km | 14,04 | |
| Indice de pente de roche | I_p | % | 1,45 | |
| Indice de pente moyenne | I_m | % | 2,70 | |
| Densité de drainage | D_d | Km/Km^2 | 1,748 | |
| Dénivelé spécifique | D_s | m | 39,64 | |
| Temps de concentration | T_C | h | 0,24 | |
| Vitesse de ruissellement | V_r | Km/h | 2,986 | |

2.2.4 Caractéristiques climatiques du bassin versant

a) La température:

Tableau III.5 – Variation mensuelle de la température (ANRH,2015).

| Mois | Sep. | Oct. | Nov. | Déc. | Jan. | Fév. | Mars | Avr. | Mai | Juin | Juill. | Août |
|-------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|------|--------|------|
| T_{moy}° | 23 | 16 | 9.8 | 6.5 | 4 | 6 | 8 | 12 | 21 | 27 | 31 | 29 |

b) Le vent:

Les vents la région sont modérés. Leur vitesse moyenne mensuelle à deux mètres du sol est 2.2 m/s sans une grande variation d'un mois à l'autre.

c) L'évaporation :

Tableau III.6 – Variation mensuelle de la l'évaporation (ANRH,2015).

| Mois | Sep. | Oct. | Nov. | Déc. | Jan. | Fév. | Mars | Avr. | Mai | Juin | Juill. | Août | Annuelle |
|---------|-------|-------|-------|-------|-------|------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|----------|
| $E(mm)$ | 0.366 | 0.284 | 0.225 | 0.124 | 0.125 | 0.14 | 0.223 | 0.305 | 0.407 | 0.493 | 0.60 | 0.513 | 1169 |

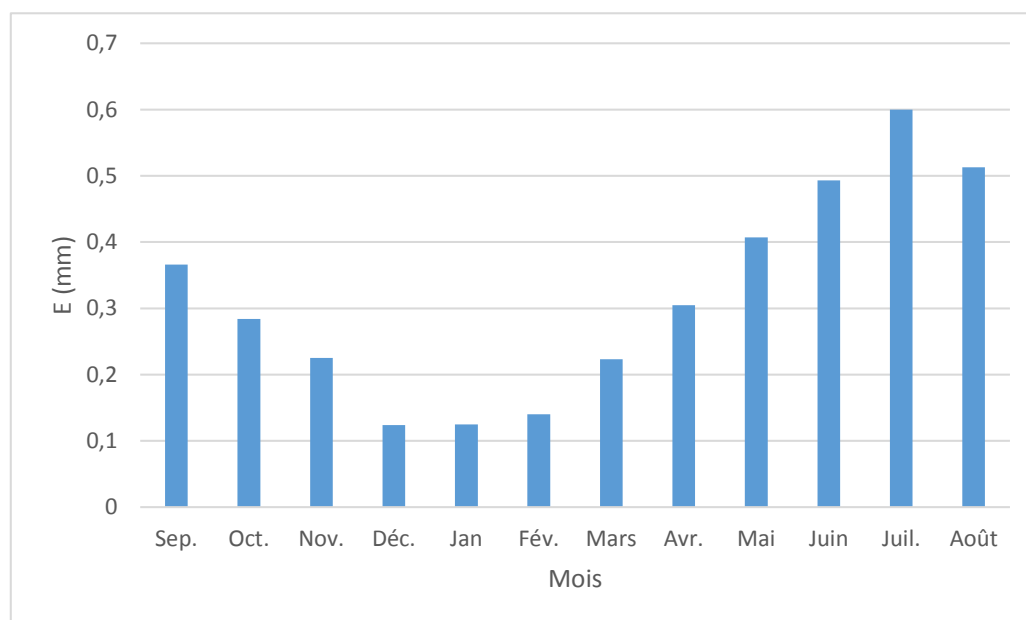


Figure III.4 – Répartition mensuelle de l'évaporation de la station Bir Kasdali.

3 ÉTUDE DE PRÉCIPITATION

Nous optons pour la station (15 07 07) située à la région de Bir Kasdali, comme étant une station de base pour les calculs et le dimensionnement de notre ouvrage vu qu'elle possède le plus grand nombre d'observations durant les années de fonctionnement, et son rayon d'influence englobe le bassin versant et son exutoire.

Tableau III.7 – Caractéristiques propres à la station de Bir Kasdali, (ANRH,2015)

| Station | Code | Source | Coordonnée | | | Années de service | Nbr.(ans) |
|-------------|----------|---------|------------|--------|-------|-------------------|-----------|
| | | | X (km) | Y (km) | Z (m) | | |
| Bir Kasdali | 15 07 07 | A.N.R.H | 709,5 | 318,4 | 980 | 1967 | 46 |

3.1 Test d'homogénéité des données

- **Test non paramétrique (test de Wilcoxon)**

Afin de vérifier encore l'homogénéité de notre série d'observation, on fait intervenir un test non paramétrique (test de Wilcoxon) plus puissant que celui de la médiane, pour cela on divise notre série de pluie annuelle en deux sous-série Y et X dont les tailles sont respectivement N_1 et N_2 avec ($N_2 > N_1$).

Après avoir classé la série XUY par ordre décroissant on attribue à chaque valeur de la série son rang et préciser à quelle sous série appartient-elle. (Voir Annexe) Soit Y la série d'observation de taille N_1 à étudier dans ce test pour un seuil de signification $1 - \alpha = 95 \%$

— **Condition du test de Wilcoxon**

D'après Wilcoxon, la série de données est homogène si et seulement si l'inégalité (III.19) est vérifiée :

$$W_{min} < W_y < W_{max} \tag{III.19}$$

$$W_{min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - \mu_{1-\alpha/2} \sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12}} \quad (\text{III.20})$$

$$W_{max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{min} \quad (\text{III.21})$$

Avec :

W_y : Somme des rangs de l'échantillon Y ;

N_1 : Taille de l'échantillon Y ;

N_2 : Taille de l'échantillon X ;

$\mu_{1-\alpha/2}$: Variable centrée réduite de Gauss pour un seuil de 95 % égal à 1.96.

Tableau III.8 – Résultat du test de Wilcoxon

| | Série des pluies moyennes annuelles |
|-----------------------------------|-------------------------------------|
| La taille de l'échantillon | 46 |
| N_1 | 24 |
| N_2 | 22 |
| W_y | 500 |
| W_{min} | 474.37 |
| W_{max} | 653.63 |
| La condition (III.19) | Vérifiée |

D'après le test de Wilcoxon, la série des pluies moyennes annuelle est homogène.

Tableau III.9 – Répartition des pluies mensuelles .

| Mois | Sep. | Oct. | Nov. | Déc. | Jan. | Fév. | Mars | Avr. | Mai | Juin | Juill. | Août | Annuelle |
|---------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|----------|
| $P_{moy}(mm)$ | 34,82 | 25,03 | 41,47 | 44,20 | 40,79 | 36,72 | 45,65 | 48,62 | 41,35 | 18,24 | 8,55 | 13,43 | 398,86 |
| $P(\%)$ | 8,73 | 6,28 | 10,40 | 11,08 | 10,23 | 9,21 | 11,44 | 12,19 | 10,37 | 4,57 | 2,14 | 3,37 | 100 |

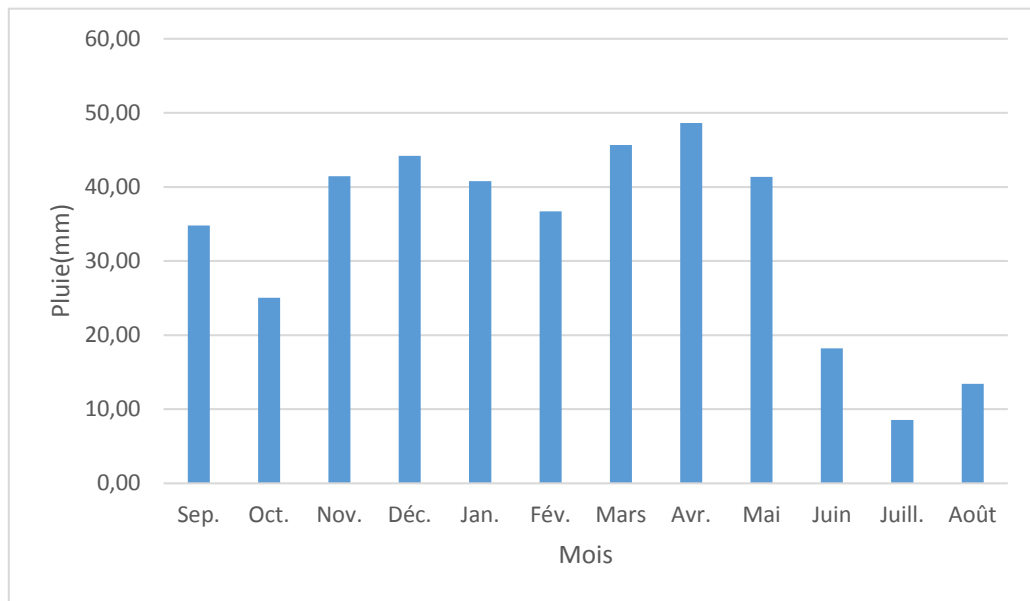


Figure III.5 – Répartition mensuelle des précipitations de la station de Bir Kasdali, (1967-2012).

3.2 Ajustement des précipitations maximales journalières

Afin d'estimer les débits fréquentielles, on passe d'abord par l'étude des précipitations maximales journalières en ajustant les observations par une loi théorique probabiliste, dans le but de déterminer l'intensité de pluie de période de retour donnée. En passant par les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- Calculer la fréquence expérimentale.
- Calculer les caractéristiques empiriques de la série de données.
- Ajuster graphiquement la loi choisie.
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Les caractéristiques de la série des pluies maximales journalière sont représentées dans le tableau III.10.

La série des pluies maximales journalière est présentée dans l'annexe.

Tableau III.10 – Caractéristiques statistiques de la série de pluie utilisée.

| Caractéristiques | Formules | Valeurs |
|-----------------------------------|--|---------|
| La somme des P_{maxj} (mm) | $\sum_i^{38} X_i$ | 1836.4 |
| La moyenne des P_{maxj} (mm) | $\bar{X} = \frac{\sum_i^{38} X_i}{46}$ | 39.9 |
| L'écart type « σ_x » | $\sigma^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i^2 - n\bar{X}^2)$ $\sigma = \sqrt{\sigma^2}$ | 15.9 |
| Coefficient de variation « Cv » : | $Cv = \frac{\sigma}{\bar{X}}$ | 0.399 |
| L'exposant climatique | $b = 0.35$ | |

Remarque : L'exposant climatique pour la région de Bordj Bou Arreridj est de 0.35 (Source : ANRH, 2015).

3.2.1 Choix de la loi d'ajustement

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

Pour notre cas on utilisera la loi de GUMBEL, la loi de GALTON (log normal) et la loi Normale.

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

La loi double exponentielle ou loi de GUMBEL, est la forme limite de la distribution de la valeur maximale. Elle s'applique pour la précipitation maximale

journalière pour une période de retour donnée afin de déterminer les valeurs fréquentielles selon la formule (III.22) :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{III.22})$$

Avec :

$Y = A(x - x_0)$;

l/a : Pente de la droite de GUMBEL ;

y : Variable réduite de GUMBEL ;

x : Précipitation maximale journalière (mm) ;

x_0 : Coordonné à l'origine (mm).

l'équation (III.22) peut être écrite : $y = -\ln[-\ln(F(x))]$

La valeur expérimentale pour chaque valeur de précipitation est calculée suivant la formule (III.23) de Hazen, tel que :

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \quad (\text{III.23})$$

Avec :

m : Rang de la valeur de précipitation après classement par ordre croissant ;

n : Nombre total d'observation dans la série (=46).

L'ajustement est fait par le biais d'un outil informatique de calcul probabiliste dont les paramètres de l'ajustement par la loi de GUMBEL sont comme suit :

l/a : Pente de la droite de GUMBEL = 12.407706 ;

x_0 : Coordonné à l'origine (mm) = 32.759817.

Tableau III.11 – Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi GUMBEL.

| T | q | XT | écart-type | Intervalle de confiance (95%) |
|--------|--------|------|------------|-------------------------------|
| 1000.0 | 0.9990 | 118 | 13.6 | 91.9 – 145 |
| 200.0 | 0.9950 | 98.5 | 10.5 | 77.9 – 119 |
| 100.0 | 0.9900 | 89.8 | 9.21 | 71.8 – 108 |
| 50.0 | 0.9800 | 81.2 | 7.90 | 65.7 – 96,7 |
| 20.0 | 0.9500 | 69.6 | 6.19 | 57.5 – 81,7 |
| 10.0 | 0.9000 | 60.7 | 4.90 | 51.1 – 70,3 |

q : Probabilité empirique ;

XT : Valeur à la période T.

Le graphique issu de cet ajustement sur papier GUMBEL est représenté par la figure III.6.

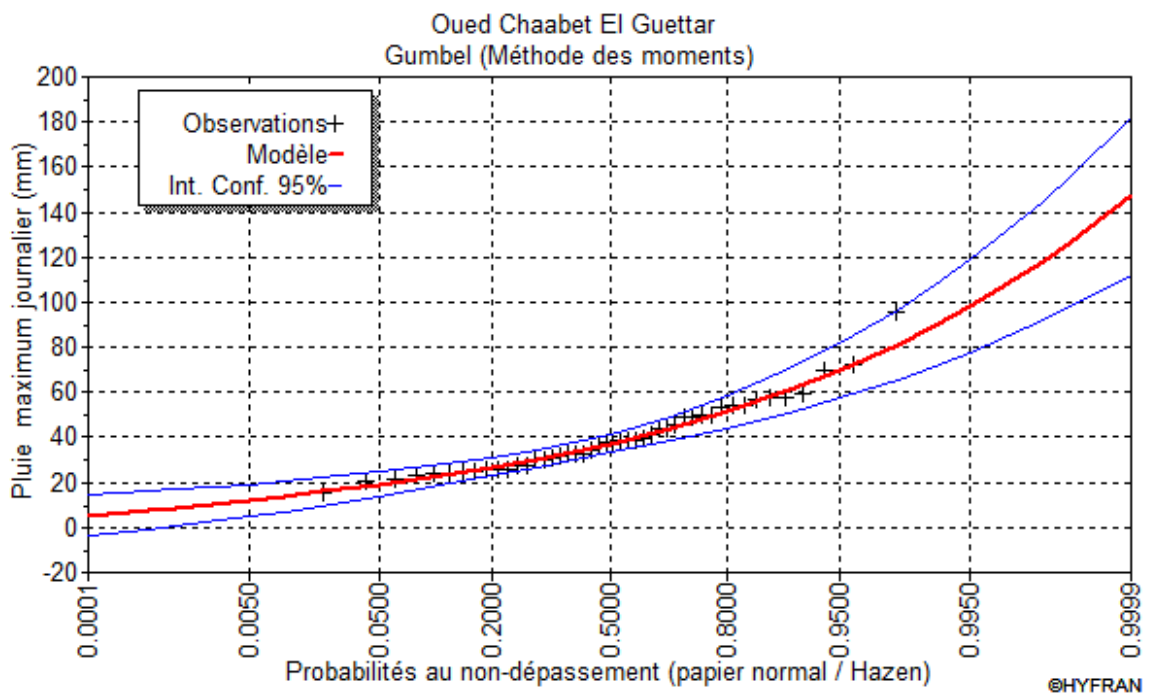


Figure III.6 – Ajustement à la loi GUMBEL.

b) Ajustement de la série pluviométrique à la loi log Normal (Galton):

L'ajustement de la série ce fait de la même manière comme précédent seulement, on change la loi dont on ajuste. La fonction de répartition de la loi de Galton s'exprime selon la formule (III.24) :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{III.24})$$

$$u = \frac{\ln X - \overline{\ln X}}{\sigma_{\ln x}} \quad (\text{III.25})$$

u : variable réduite de Gauss.

L'équation de la variable réduite sous forme d'une droite est donnée par l'expression (III.26).

$$\ln X = \sigma_{\ln x} u + \overline{\ln X} \quad (\text{III.26})$$

Les paramètres d'ajustement à la loi de Galton sont les suivants :

$$u = 3.614884;$$

$$\sigma = 0.381956.$$

Tableau III.12 – Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi Galton.

| T | q | XT | écart-type | Intervalle de confiance (95%) |
|----------|----------|-----------|-------------------|--------------------------------------|
| 1000.0 | 0.9990 | 121 | 16.5 | 88.6 – 153 |
| 200.0 | 0.9950 | 99.4 | 11.7 | 76.4 – 122 |
| 100.0 | 0.9900 | 90.3 | 9.87 | 71.0 – 110 |
| 50.0 | 0.9800 | 81.4 | 8.15 | 65.4 – 97.4 |
| 20.0 | 0.9500 | 69.6 | 6.05 | 57.8 – 81.5 |
| 10.0 | 0.9000 | 60.6 | 4.63 | 51.5 – 69.7 |

q : Probabilité empirique ;

XT : Valeur à la période T.

Le graphique de l'ajustement par la loi log normal (Galton) est représenté dans la figure III.7.

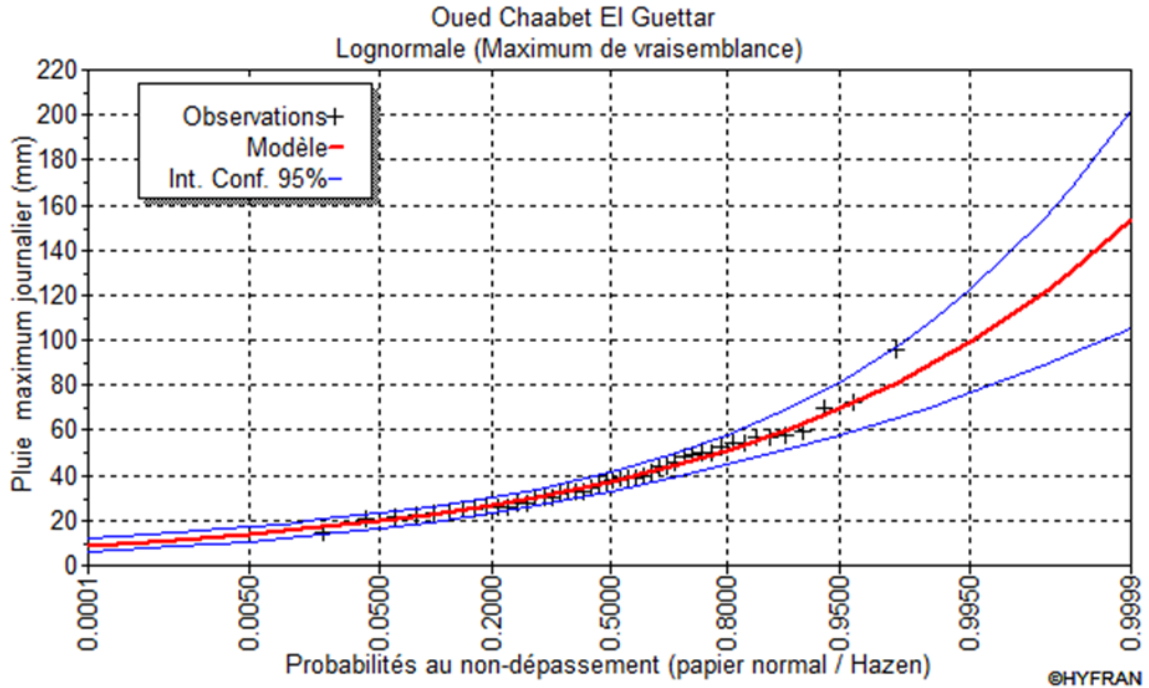


Figure III.7 – Ajustement à la loi Galton.

c) Ajustement de la série pluviométrique à la loi Normal:

Cette série de pluie est ajustée par la loi normale exprimée par la fonction de répartition donnée par la formule (III.27) :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{III.27})$$

$$u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma} \quad (\text{III.28})$$

u : variable réduite de Gauss.

La relation : $x = \sigma u + \bar{x}$ est l'équation de la droite de Henry sur papier normal.

Les paramètres d'ajustement à la loi normale sont données ci-après :

$$u = 39.921739;$$

$$\sigma = 15.913501.$$

Tableau III.13 – Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi Normale.

| T | q | XT | écart-type | Intervalle de confiance (95%) |
|--------|--------|-------|------------|-------------------------------|
| 1000.0 | 0.9990 | 94.94 | 7.512 | 80.21 – 109.7 |
| 200.0 | 0.9950 | 85.40 | 6.491 | 72.68 – 98.13 |
| 100.0 | 0.9900 | 80.78 | 6.010 | 69,00 – 92,56 |
| 50.0 | 0.9800 | 75.73 | 5.501 | 64.94 – 86.51 |
| 20.0 | 0.9500 | 68.15 | 4.778 | 58.78 – 77.51 |
| 10.0 | 0.9000 | 61.41 | 4.196 | 53.18 – 69.63 |

q : Probabilité empirique ;

XT : Valeur à la période T.

Le graphique de l'ajustement par la loi normale est représenté dans la figure III.8.

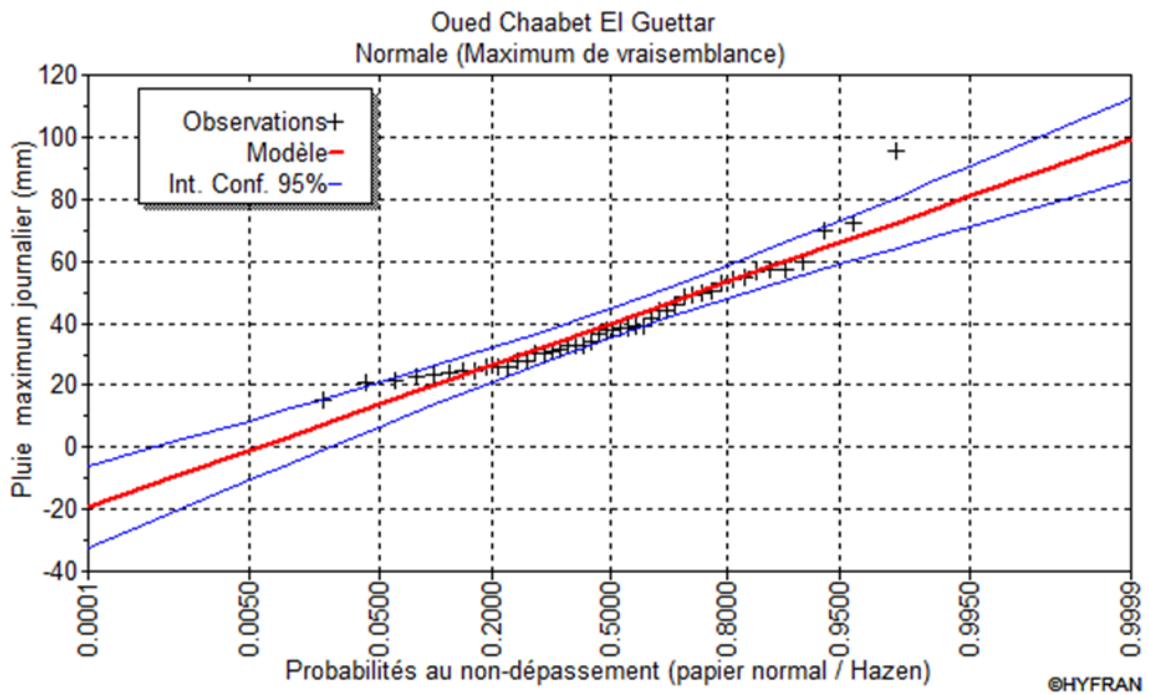


Figure III.8 – Ajustement à la loi Normale.

3.2.2 Test de validité de l'ajustement

Afin d'adopter le meilleur ajustement possible, un test d'adéquation doit être fait pour vérifier la compatibilité des données. Le test de Khi carré χ^2 assure cette tâche, et les résultats sont obtenus après passage par un outil informatique de calcul probabiliste.

Le tableau III.14 résume les résultats du test Khi carré pour chaque loi :

Tableau III.14 – Résultats du test d'adéquation.

| Lois | $\chi_{thé}^2$ | χ_{cal}^2 |
|--------------------|----------------|----------------|
| GUMBEL | 6,83 | 11.07 |
| Log Normale | 8,00 | 11.07 |
| Normale | 15,83 | 11.07 |

La valeur théorique du Khi carré ($\chi_{thé}^2$) est tirée à partir de la table de Khi carré pour une probabilité de 5% au non dépassement. (Voir Annexe).

D'après les graphiques précédents, nous remarquons que la série de pluies maximales journalières possède un ajustement adéquat avec la loi de GUMBEL. Et le test de Khi confirme cette observation. En conséquence la loi GUMBEL sera exploitée pour l'extrapolation des pluies annuelles pour des fréquences rares.

Tableau III.15 – Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

| GUMBEL | Caractéristiques de la loi | Caractéristiques de l'échantillon |
|---|----------------------------|-----------------------------------|
| Minimum | 0 | 15.0 |
| Maximum | 0 | 95.5 |
| Moyenne | 39.9 | 39.9 |
| Écart-type | 15.9 | 15.9 |
| Médiane | 37.3 | 37.8 |
| Coefficient de variation (C_v) | 0.399 | 0.399 |
| Coefficient d'asymétrie (C_s) | 1.14 | 1.17 |
| Coefficient d'aplatissement (C_k) | 2.40 | 4.47 |

3.3 Étude des apports

Lorsque le bassin versant est jaugé le moyen le plus efficace pour la détermination des apports est celui des observations hydrométriques, dans le cas contraire, on procède soit par analogie par rapport à un autre bassin voisin jaugé, ou encore par le biais des méthodes et des relations empiriques basées sur la pluviométrie, qui dépendent des paramètres d'apport et de déficit.

3.3.1 Estimation de l'apport moyen annuel

Vu que notre bassin n'est pas jaugé, et qu'on ne possède pas de station hydrométrique proche, le seul moyen pour déterminer les apports c'est de recourir aux méthodes empiriques.

a) Formule de l'ANRH :

$$A_0 = 0.915 \times P_{moy}^{2.684} \times S^{0.842} \quad (\text{III.29})$$

Avec :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm);

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

$$\text{A.N : } A_0 = 0.915 \times 0.398^{2.684} \times 7.973^{0.842} \implies A_0 = 0.446 Mm^3$$

b) Formule de Medinguer :

$$A_0 = L_e \times S \quad (\text{III.30})$$

$$L_e = 1024 \times (P_{moy} - 0.26)^2 \quad (\text{III.31})$$

Avec :

L_e : Lamme d'eau écoulée (mm);

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

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

A.N : $L_e = 19.74mm$

$A_0 = 0.157Mm^3$

c) Formule de Samie :

$$A_0 = L_e \times S \quad (III.32)$$

$$L_e = P_{moy}^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \quad (III.33)$$

Avec :

L_e : Lamme d'eau écoulée (mm);

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

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

A.N : $L_e = 45.62 mm$.

$A_0 = 0.364 Mm^3$.

d) Formule de TURC :

$$L_e = P_{moy} - D \quad (III.34)$$

$$D = \left[\frac{P_{moy}}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{P_{moy}}{L}\right)^2}} \right] \quad (III.35)$$

$$L = 300 + 25 \times T_{moy} + 0.05 \times (T_{moy})^3 \quad (III.36)$$

Avec :

L_e : Lamme d'eau écoulée (mm);

D : Déficit de l'écoulement (mm);

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m);

L : Variable théorique;

T_{moy} : Température moyenne ($^{\circ}C$);

$$\begin{aligned} \text{A.N} : L &= 911.16 \\ L_e &= 33.47mm \\ A_0 &= 0.464Mm^3 \end{aligned}$$

Tableau III.16 – Récapitulatif des résultats d'estimation d'apport liquide par les méthodes empiriques.

| Formule | Apport moyen annuel $A_0(Mm^3)$ |
|----------------------|---------------------------------|
| Formule de l'ANRH | 0.446 |
| Formule de Medinguer | 0.157 |
| Formule de Samie | .364 |
| Formule de TURC | 0.464 |

Il est à remarquer que les valeurs sont proches à l'exception de celle trouvée par la formule de Medinguer. Et pour la suite des calculs, nous allons adopter l'apport estimé par la formule de l'A.N.R.H vu qu'elle a été développée en Algérie et de ce fait le résultat donné par cette dernière paraît le plus réaliste.

3.3.2 Calcul des apports fréquents

Pour déterminer les apports fréquents, on utilise la loi de Pearson III, exprimée par l'expression (III.37) :

$$A_{80\%} = [F_{P\%}C_V + 1]A_0 \quad (\text{III.37})$$

Avec :

- A_0 : Apport moyen annuel (Mm^3);
- $A_{80\%}$: Apport annuel estimé à 80% de probabilité (Mm^3);
- C_V : Coefficient de variation;
- $F_{P\%}$: La fonction de Rybkine-Foster pour une fréquence donnée tirée de la table.

- **Caractéristiques de l'écoulement**

- a) **Module de l'écoulement:**

$$M_e = \frac{A_{moy.annuel}}{T} \quad (III.38)$$

$$\begin{aligned} \text{A.N : } M_e &= \frac{0.446 \times 10^9}{(365 \times 24 \times 3600)} \\ M_e &= 14.138 l/s \end{aligned}$$

- b) **Module de l'écoulement relatif au bassin versant :**

$$M_0 = \frac{M_e}{S_{BV}} \quad (III.39)$$

$$\begin{aligned} \text{A.N : } M_0 &= \frac{14.138}{7.9732} \\ M_0 &= 1.733 l/s/Km^2 \end{aligned}$$

- c) **La lame d'eau écoulée :**

$$L_e = \frac{A_{moy.annuel}}{S_{BV}} \quad (III.40)$$

$$\begin{aligned} \text{A.N : } L_e &= \frac{0.446}{9.973} \times 10^3 \\ L_e &= 55.92 mm \end{aligned}$$

Avec :

$$S_{BV} : \text{Surface du bassin versant } (Mm^2) \quad S_{BV} = 7,973374 (Mm^2);$$

$$A_{moy} : \text{Apport moyen annuel } (Mm^3) \quad A_{moy} = 0,446 (Mm^3);$$

$$T : \text{Temps d'une année en secondes} \quad T = 31536000 s.$$

- d) **Coefficient de l'écoulement :**

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \quad (III.41)$$

$$\begin{aligned} \text{A.N : } C_e &= \frac{55.92}{398.86} \\ C_e &= 0.14 \end{aligned}$$

- **Détermination du coefficient de variation C_V**

Pour déterminer le coefficient de variation C_V , nous utilisons les différentes formules empiriques :

a) Formule de Kristky-Menkel :

$$C_V = \frac{0.83}{S^{0.06} \times M_0^{0.27}} \quad (\text{III.42})$$

Avec :

M_0 : Module de l'écoulement spécifique ($l/s/Km^2$);

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

A.N : $C_V = 0.63$

b) Formule de Sokolovski :

$$C_V = a - 0.063 \log_{10}(S + 1) \quad (\text{III.43})$$

$$a = 0.78 - 0.29 \log_{10} M_0 \quad (\text{III.44})$$

A.N : $C_V = 0.65$

c) Formule Algérienne de Padoun :

$$C_V = \frac{0.93K}{M_0^{0.23}} \quad (\text{III.45})$$

Avec :

K : Coefficient de réduction, compris entre 0.25 et 1. On prend :

$$K = 0.8$$

A.N : $C_V = 0.65$

d) Formule d'Antonov :

$$C_e = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \quad (\text{III.46})$$

A.N : $C_V = 0.36$

Tableau III.17 – Récapitule les résultats des coefficients de variation de l'écoulement.

| Formule | Coefficient de variation C_V |
|------------------------------|--------------------------------|
| Formule de Kristky-Menkel | 0.63 |
| Formule de Sokolovski | 0.65 |
| Formule Algérienne de Padoun | 0.65 |
| Formule d'Antonov | 0.36 |

On prend la valeur trouvée par la formule de Sokolovski qui est de 0,65 vu qu'elle prend en considération plusieurs paramètres et elle a donné le même résultat que la formule algérienne de Padoun.

- **Détermination du coefficient d'aplatissement C_S :**

$$C_S = 2 \times C_V \quad (\text{III.47})$$

A.N : $C_S = 1.30$

En projetant la valeur de C_S sur la table de Rybkine-Foster (Annexe) pour une probabilité de 80 %, nous aurons : $F_P\% = -0.84$.

D'après la loi de Pearson III (III.37) :

$$A_{80\%} = [-0.84 \times 0.65 + 1] \times 0.446$$

A.N : $A(80\%) = 0.20 \text{ Mm}^3$

Tableau III.18 – Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%

| Mois | Sep. | Oct. | Nov. | Déc. | Jan. | Fév. | Mars | Avr. | Mai | Juin | Juill. | Août |
|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|
| Apport (%) | 8,73 | 6,28 | 10,40 | 11,08 | 10,23 | 9,21 | 11,44 | 12,19 | 10,37 | 4,57 | 2,14 | 3,37 |
| $A(80\%) (Mm^3)$ | 0,017 | 0,013 | 0,021 | 0,022 | 0,020 | 0,018 | 0,023 | 0,024 | 0,021 | 0,009 | 0,004 | 0,007 |

3.4 Transport solide et détermination du volume mort

Les apports solides dépendent principalement de la région, du climat (pluies et température), de l'étendue du relief du bassin, de la résistance du sol à l'érosion, liée

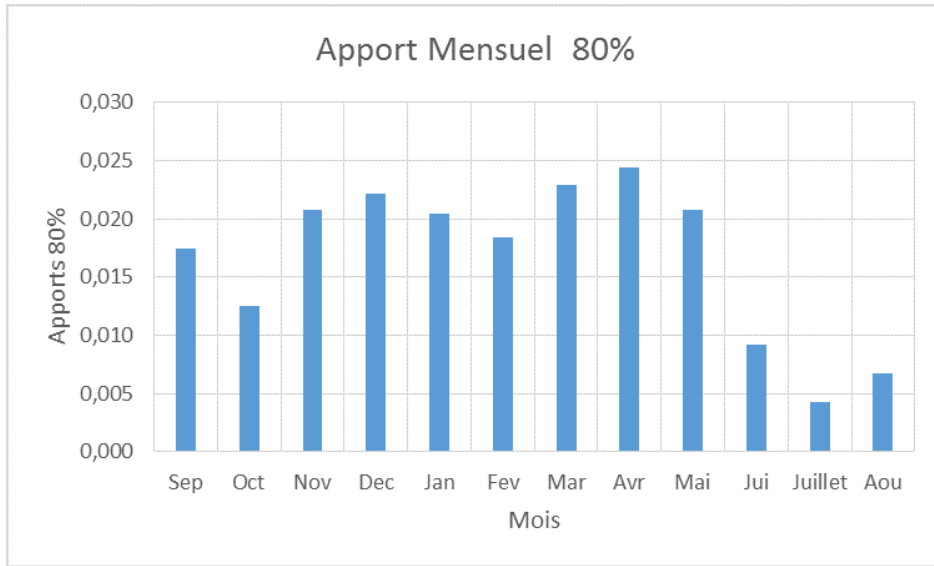


Figure III.9 – Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$.

aussi à la végétation et à la nature géologique des roches. Son estimation permet un bon dimensionnement de l'ouvrage projeté.

Pour estimer l'érosion au niveau du bassin versant on s'est basée sur les formules empiriques les plus utilisées).

3.4.1 Formule de Tixeront

$$E_S = \alpha L_e^{0.15} \quad (\text{III.48})$$

Avec :

E_S : L'érosion spécifique en $(t/Km^2.an)$;

L_e : La lame d'eau écoulee (mm). $L_e = 44.89 mm$

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha = 350$ pour les bassins de moyenne à faible perméabilité.

A.N : $E_S = 640.033t/Km^2.an$

Tableau III.19 – Les valeurs de α en fonction de la perméabilité .

| Variation de perméabilité | α |
|---------------------------|----------|
| Élevé | 8.5 |
| Moyenne | 75 |
| Faible à moyenne | 350 |
| Faible | 1400 |
| Imperméable | 3200 |

3.4.2 Formule de Fournier

$$E_S = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_a} \right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \quad (\text{III.49})$$

Avec :

P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm). $P_m = 48,62 \text{ mm}$

P_a : Pluie moyenne mensuelle (mm). $P_a = 398,86 \text{ mm}$

h : Altitude à $0.45 \times (H_{max} \sim H_{min})$. $h = 65,7m$;

H_{max} : Altitude maximale égale à 1023 m ;

H_{min} : Altitude minimale égale à 877 m ;

S : Surface du bassin versant (Km^2). $S = 7.973374 \text{ Km}^2$;

$$\text{A.N : } E_S = 772.483t / Km^2.an$$

Nous remarquons que les deux valeurs se rapprochent. Étant donné que Tixeront a travaillé sur des bassins versants algériens et tunisiens lors de son étude, Nous adopterons le résultat trouvé par sa formule dans la suite du calcul.

3.4.3 Calcul du volume mort

Ce volume ne contribue pas à la régularisation des débits. Il existe plusieurs formules pour l'estimer :

a) Méthode liée à l'érosion spécifique :

$$V_m = \frac{E_S \times S \times T}{\gamma_S} \quad (\text{III.50})$$

Avec :

E_S : Érosion spécifique ($t/Km^2.an$);

T : Durée de vie de la retenue ($T = 20ans$);

γ_S : Poids spécifique des sédiments ($\gamma_S = 1.6t/m^3$);

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

A.N : $V_m = 0.0637 Mm^3$

b) Formule de Tixeront (1959) :

$$V_m = (1.05 \div 1.1) \frac{Q_S}{\gamma_S} \times T \quad (\text{III.51})$$

Avec :

Q_S : Débit solide (t/an). $Q_S = E_S \times S$

T : Durée de vie de la retenue ($T = 20ans$);

γ_S : Poids spécifique des sédiments ($\gamma_S = 1.6t/m^3$);

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

A.N : $V_m = 0.0701 Mm^3$

Nous optons pour la formule de **Tixeront**, car c'est la plus utilisée. Elle est la plus adaptée aux bassins de l'Algérie. Ainsi le volume mort est $0,0701 Mm^3$.

4 ÉTUDE DES CRUES

L'étude des crues est une étape cruciale dans un avant-projet détaillé d'un ouvrage. Les statistiques ont montré que plus d'un tiers des accidents et catastrophes ayant affecté les barrages sont dues aux crues dont les estimations étaient fausses.

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination des crues :

Méthodes statistiques : Elles consistent à ajuster les séries de données des débits maximaux observés par les lois usuelles (GUMBEL – Log Normale ou Pearson III) et d’estimer les débits pour des fréquences données. Cette méthode requiert l’existence de stations hydrométriques, ce qui n’est pas le cas pour notre bassin. Cette approche ne peut être appliquée pour estimer notre crue de projet.

Méthodes pseudo-déterministe : Des méthodes récentes élaborées à partir de modèles pluies-débits déterministes dont les paramètres sont tirés d’averses observées sur plusieurs évènements pluvieux.

Méthodes analogiques : Ces méthodes qui utilisent les propriétés statistiques des sites jaugés, qu’on applique sur le site non-jaugé par analogie de quelques paramètres importants comme le rapport des surfaces et des précipitations.

Méthodes empiriques : Elles utilisent des paramètres hydrologiques propres aux bassins versants et aux précipitations. Plusieurs relations sont à comparer pour donner une bonne estimation sur la crue du projet.

Dans notre cas, nous utiliserons la dernière approche des formules empiriques.

a) Formule de Mallet–Gauthier :

Le débit de crue est donné par la formule (III.52)

$$Q_{maxP\%} = 2k \log(1 + A + P_{moy}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \quad (\text{III.52})$$

Avec :

k : Constante topographique variant entre 1 et 3. On prend $k = 2$;

A : Constante topographique égale à 20 ;

P_{moy} : Précipitation moyenne interannuelle égale à 398,86 mm ;

T : Période de retour en années ;

S : Surface du bassin versant ($S = 7.973374 \text{ Km}^2$) ;

$Q_{maxP\%}$: Débit maximum pour différentes périodes de retour en (m^3/s) ;

L : Longueur du talweg principal (2,428 Km).

Tableau III.20 – Débits maximaux pour différentes périodes de retour selon la formule de Mallet-Gauthier.

| T (ans) | 5 | 10 | 20 | 50 | 100 | 1000 |
|-----------------------------|------------|------------|------------|-----------|------------|------------|
| $Q_{maxP\%}$ (m^3/s) | 135,868061 | 161,679592 | 183,903374 | 209,69757 | 227,273472 | 277,787998 |

b) Formule de Possenti :

$$Q_{maxP\%} = \frac{\mu \times P_{max\ jP\%} \times S}{L} \quad (III.53)$$

Avec :

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

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

μ : Coefficient variant entre 700 et 800. On prend $\mu = 750$;

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

Tableau III.21 – Débits maximaux pour différentes périodes de retour selon la formule de Possenti.

| T (ans) | 5 | 10 | 20 | 50 | 100 | 1000 |
|-----------------------------|-------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-------------|
| $Q_{maxP\%}$ (m^3/s) | 126,5929233 | 149,49787 | 171,41765 | 199,98726 | 221,16818 | 290,6218862 |

c) Formule de Turraza :

$$Q_{maxP\%} = \frac{C \times I_{tc} \times S}{3.6} \quad (III.54)$$

Avec :

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

C : Coefficient de ruissellement en fonction de probabilité donnée;

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

Tableau III.22 – Débits maximaux pour différentes périodes de retour selon la formule de Turraza.

| | | | | | | |
|-----------------------------|---------|---------|---------|---------|----------|----------|
| T (ans) | 5 | 10 | 20 | 50 | 100 | 1000 |
| C | 0,5 | 0,55 | 0,6 | 0,67 | 0,7 | 0,8 |
| I_{tc} | 40,6222 | 47,9721 | 55,0059 | 64,1736 | 70,9703 | 93,2571 |
| $Q_{maxP\%}$ (m^3/s) | 44,9855 | 58,4374 | 73,0971 | 95,2293 | 110,0308 | 165,2387 |

d) Formule de Sokolovski :

$$Q_{maxP\%} = \frac{0.28 \times (P_{tc-H_0}) \times \alpha.F.S}{T_m} \quad (III.55)$$

Avec :

F : Coefficient de forme de la crue : $F = \frac{12}{(4+3 \times \gamma)}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } S < 50 \text{ Km}^2 & \gamma = 2 \\ \text{Pour un bassin boisé peu perméable} & 2 \leq \gamma \leq 2.5 \\ \text{Pour un bassin boisé} & 3 \leq \gamma \leq 4 \end{array} \right.$$

On prend $\gamma = 2.25 \implies F = 1.12$.

H_0 : Perte d'eau initiale. ($H_0 = 7mm$);

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

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

Tableau III.23 – Débits maximaux pour différentes périodes de retour selon la formule de Sokolovski.

| | | | | | | |
|-----------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|----------|
| T (ans) | 5 | 10 | 20 | 50 | 100 | 1000 |
| P_{tc} | 9,8193 | 11,5960 | 13,2962 | 15,5122 | 17,1552 | 22,5424 |
| α | 0,5 | 0,55 | 0,6 | 0,67 | 0,7 | 0,8 |
| $Q_{maxP\%}$ (m^3/s) | 14,5819 | 26,1481 | 39,0778 | 58,9955 | 73,5334 | 128,6200 |

Tableau III.24 – Récapitulatif des valeurs des débits maximaux des crues pour différentes formules et périodes de retour.

| Méthodes | Périodes de retour en année | | | | | |
|----------------------------|-----------------------------|------------|------------|-----------|------------|------------|
| | 5 | 10 | 20 | 50 | 100 | 1000 |
| Formule de Mallet-Gauthier | 135,868061 | 161,679592 | 183,903374 | 209,69757 | 227,273472 | 277,787998 |
| Formule de Possenti | 126,5929 | 149,4979 | 171,4177 | 199,9873 | 221,1682 | 290,6219 |
| Formule de Turraza | 44,9855 | 58,4374 | 73,0971 | 95,2293 | 110,0308 | 165,2387 |
| Formule de Sokolovski | 14,5819 | 26,1481 | 39,0778 | 58,9955 | 73,5334 | 128,6200 |

Il est à noter que le résultat issu de la formule de Sokolovsky est très faible. Il ne sera donc pas pris en considération par crainte de tomber dans un cas de sous-dimensionnement.

Le tableau III.24 montre que les valeurs données par les formules de Mallet-Gauthier et de Possenti sont proches. Toutefois, pour des raisons économiques et sécuritaires, et en prenant compte des caractéristiques de notre bassin versant, Nous adopterons la moyenne entre les résultats de la formule de Possenti et celle de Turraza dans la construction de l'hydrogramme de crue (voir tableau III.25).

Tableau III.25 – Débits maximaux pour différentes périodes de retour selon la formule de Turraza.

| T (ans) | 5 | 10 | 20 | 50 | 100 | 1000 |
|-----------------------------|---------|----------|----------|----------|----------|----------|
| $Q_{maxP\%}$ (m^3/s) | 85,7892 | 103,9676 | 122,2574 | 147,6083 | 165,5995 | 227,9303 |

4.1 Construction de l'hydrogramme de crue par la méthode de Sokolovski

La méthode de Sokolovski divise l'hydrogramme de crue en deux parties d'équations paraboliques dont l'une est pour la montée de crue et la seconde pour la décrue.

Pour la montée de la crue :

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x \quad (\text{III.56})$$

Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_m} \right)^y \quad (\text{III.57})$$

Avec :

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

Q_d : Débit instantané décrue (m^3/s);

t_m : Temps de la montée de la crue (h). $t_m = t_c = 0,242 h$;

t_d : Temps de la décrue (h). $t_d = \gamma \cdot t_m$;

γ : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue. $\gamma = 2$;

Q_{max} : Débit maximum de la crue de fréquence (m^3/s);

x, y : Puissance des courbes ($x = 2$; $y = 3$).

Tableau III.26 – Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue γ .

| Description du cours d'eau | Valeur de γ |
|---|--------------------|
| Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables. | 2.0 – 2.5 |
| Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales. | 3.0 – 4.0 |
| Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues | 4.0 – 7.0 |

Les hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le tableau [III.27](#).

Tableau III.27 – Valeurs des débits constituant l’hydrogramme de crue.

| t (h) | Q _{max20%} | Q _{max10%} | Q _{max5%} | Q _{max2%} | Q _{max1%} | Q _{max0.1%} |
|---------------|---------------------|---------------------|--------------------|--------------------|--------------------|----------------------|
| 0 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 0,02 | 0,587 | 0,712 | 0,837 | 1,010 | 1,134 | 1,560 |
| 0,04 | 2,349 | 2,847 | 3,348 | 4,042 | 4,535 | 6,241 |
| 0,06 | 5,286 | 6,406 | 7,533 | 9,094 | 10,203 | 14,043 |
| 0,08 | 9,397 | 11,388 | 13,391 | 16,168 | 18,139 | 24,966 |
| 0,1 | 14,682 | 17,793 | 20,924 | 25,262 | 28,341 | 39,009 |
| 0,12 | 21,143 | 25,623 | 30,130 | 36,378 | 40,812 | 56,173 |
| 0,14 | 28,777 | 34,875 | 41,010 | 49,514 | 55,549 | 76,458 |
| 0,16 | 37,587 | 45,551 | 53,565 | 64,672 | 72,554 | 99,863 |
| 0,18 | 47,571 | 57,651 | 67,793 | 81,850 | 91,826 | 126,389 |
| 0,2 | 58,729 | 71,174 | 83,695 | 101,049 | 113,366 | 156,036 |
| 0,22 | 71,063 | 86,120 | 101,271 | 122,270 | 137,173 | 188,804 |
| 0,2417 | 85,789 | 103,968 | 122,257 | 147,608 | 165,599 | 227,930 |
| 0,26 | 84,864 | 102,846 | 120,938 | 146,015 | 163,813 | 225,471 |
| 0,28 | 65,429 | 79,294 | 93,243 | 112,577 | 126,299 | 173,837 |
| 0,3 | 49,215 | 59,643 | 70,136 | 84,679 | 95,000 | 130,757 |
| 0,32 | 35,928 | 43,541 | 51,201 | 61,818 | 69,353 | 95,457 |
| 0,34 | 25,278 | 30,635 | 36,024 | 43,493 | 48,795 | 67,161 |
| 0,36 | 16,973 | 20,569 | 24,188 | 29,203 | 32,763 | 45,095 |
| 0,38 | 10,721 | 12,992 | 15,278 | 18,446 | 20,694 | 28,484 |
| 0,4 | 6,230 | 7,551 | 8,879 | 10,720 | 12,027 | 16,553 |
| 0,42 | 3,210 | 3,890 | 4,575 | 5,523 | 6,197 | 8,529 |
| 0,44 | 1,369 | 1,659 | 1,950 | 2,355 | 2,642 | 3,636 |
| 0,46 | 0,414 | 0,502 | 0,590 | 0,712 | 0,799 | 1,100 |
| 0,48 | 0,055 | 0,067 | 0,078 | 0,095 | 0,106 | 0,146 |
| 0,5 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |

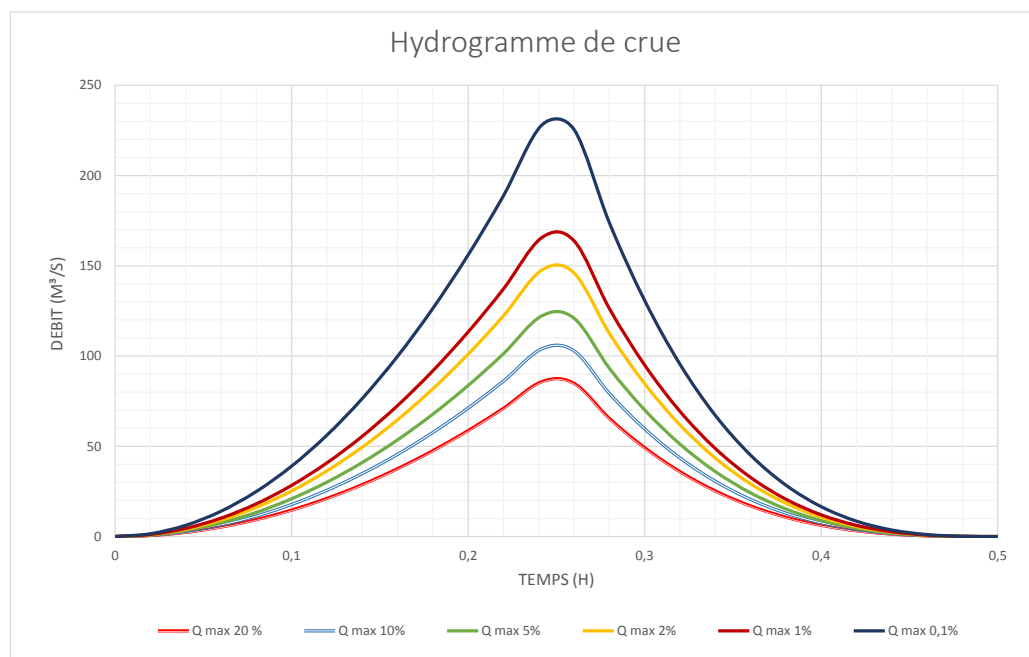


Figure III.10 – Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour.

4.1.1 Choix de la crue de projet

Il s'agit de la crue maximale qu'un ouvrage est sensé évacuer sans le moindre risque. Le choix de cette crue prend en considération plusieurs facteurs (techniques, économiques et sécuritaires). Ainsi, plusieurs recommandations ont été émises. Dans notre cas, nous nous baserons sur les recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

Tableau III.28 – Crue de projet recommandée par le Comité Australien des Grands Barrages (ANCOLD, 1986).

| Catégories des dommages | Crue de projet recommandée de probabilité de dépassement annuelle |
|--|---|
| Elevés - Perte de vie - Dommage considérable | 1/100.000 à 1/10.000 |
| Importants - Pas de perte de vie - Dommages importants | 1/10.000 à 1/1000 |
| Faibles - Pas de perte de vie - Dommages légers | 1/1000 à 1/100 |

Pour l'étude en cours, nous considérons que le risque existant est moyen voir faible vu les caractéristiques de la retenue (hauteur et capacité). De ce fait, nous choisissons une crue de projet centennale (100 ans) de probabilité 1% dont le débit maximal est de $165,6 \text{ m}^3/\text{s}$

Nous travaillons avec l'hydrogramme de crue correspondant à la période de retour 100 ans, soit une fréquence de 1% issu des résultats de calcul de la méthode de Sokolovski.

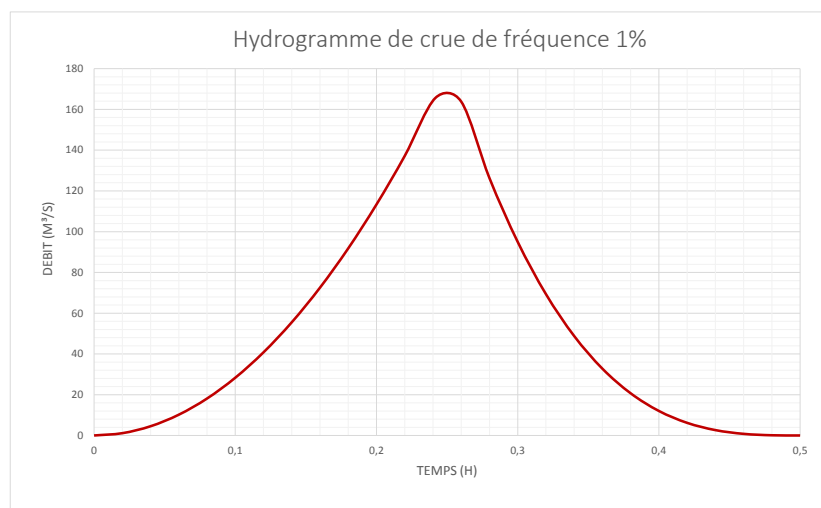


Figure III.11 – Hydrogramme de crue de projet.

4.2 Régularisation de l'écoulement

Le but de la régularisation est de déterminer la capacité optimale du barrage qui permet de rendre réguliers les débits dans le temps, afin de satisfaire les besoins en eau avec le moindre risque de défaillance possible.

Il existe deux types de régularisation. la première est annuelle lorsque l'écoulement annuel couvre la demande en eau et les pertes d'eau du barrage tout le long de l'année. Ce type de régularisation permet de déterminer une restitution en eau optimale qui est destinée à satisfaire des besoins limités.

Le second type correspond à l'écoulement annuel qui est inférieur à la demande exigée et des pertes d'eau, il devient impératif alors de faire appel à la régularisation interannuelle. Cela signifie que pour satisfaire les besoins en eau d'une année donnée, il faut utiliser une partie de l'écoulement des années précédentes déjà stockées dans le barrage.

Pour cette étude, nous avons effectué une régularisation saisonnière puisque les apports sont supérieurs à la demande. Les paramètres que nous devons avoir pour pouvoir faire le calcul de la régularisation sont :

- La répartition mensuelle des apports, d'évaporation sur le barrage et les pertes par infiltration ;
- La courbe (Hauteur-Capacité-Surface) ;
- Les besoins en eau des utilisateurs.

4.2.1 Courbes caractéristiques de la retenue

L'approximation des volumes a été faite selon les formule (III.58),(III.59) et (III.60).

$$V_1 = \frac{2}{3}S_1 \times \Delta H \quad (\text{III.58})$$

$$V_2 = V_1 + \Delta V_{1-2} \quad (\text{III.59})$$

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H_{i,i+1} \quad (\text{III.60})$$

Avec :

S_i : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau $H_i(m^2)$;

S_{i+1} : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau $H_{i+1}(m^2)$;

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

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m^3).

Tableau III.29 – Crue de projet recommandée par le Comité Australien des Grands Barrages (ANCOLD, 1986).

| Côte (NGA) | H (m) | $\Delta H(m)$ | Surface (ha) | Surface moy. (ha) | $\Delta V (Mm^3)$ | $V_{cumulé}$ (Mm^3) |
|---------------|-------|---------------|-----------------|----------------------|-------------------|----------------------------|
| 877 | 0 | 1 | 0.457 | 0.5425 | 0.005425 | 0 |
| 878 | 1 | 1 | 0.628 | | | 0.005425 |
| 879 | 2 | 1 | 1.019 | 0.8235 | 0.008235 | 0.01366 |
| | | | | 1.3305 | 0.013305 | 0.026965 |
| 880 | 3 | 1 | 1.642 | 2.1965 | 0.021965 | 0.04893 |
| | | | | 3.2665 | 0.032665 | 0.081595 |
| 881 | 4 | 1 | 2.751 | 4.4385 | 0.044385 | 0.12598 |
| | | | | 5.808 | 0.05808 | 0.18406 |
| 882 | 5 | 1 | 3.782 | 7.387 | 0.07387 | 0.25793 |
| | | | | 8.253 | 0.09175 | |
| 883 | 6 | 1 | 5.095 | 9,175 | 0.09175 | |
| 884 | 7 | 1 | 6.521 | | | |
| 885 | 8 | 1 | 8.253 | | | |

CHAPITRE III. ÉTUDE HYDROLOGIQUE

| | | | | | | |
|-----|----|---|--------|---------|----------|----------|
| 886 | 9 | 1 | 10.097 | | | 0.34968 |
| | | | | 10.9405 | 0.109405 | |
| 887 | 10 | 1 | 11.784 | | | 0.459085 |
| | | | | 12.586 | 0.12586 | |
| 888 | 11 | 1 | 13.388 | | | 0.584945 |
| | | | | 14.2595 | 0.142595 | |
| 889 | 12 | 1 | 15.131 | | | 0.72754 |
| | | | | 16.07 | 0.1607 | |
| 890 | 13 | 1 | 17.009 | | | 0.88824 |
| | | | | 18.0585 | 0.180585 | |
| 891 | 14 | 1 | 19.108 | | | 1.068825 |
| | | | | 20.001 | 0.20001 | |
| 892 | 15 | 1 | 20.894 | | | 1.268835 |
| | | | | 21.6915 | 0.216915 | |
| 893 | 16 | 1 | 22.489 | | | 1,48575 |
| | | | | 23.547 | 0.23547 | |
| 894 | 17 | 1 | 24.605 | | | 1,72122 |
| | | | | 25.4835 | 0.254835 | |
| 895 | 18 | 1 | 26.362 | | | 1,976055 |
| | | | | 26.993 | 0.26993 | |
| 896 | 19 | 1 | 27.624 | | | 2,245985 |
| | | | | 28.6015 | 0.286015 | |
| 897 | 20 | 1 | 29.579 | | | 2,532 |
| | | | | 30.731 | 0.30731 | |
| 898 | 21 | 1 | 31.883 | | | 2,83931 |
| | | | | 32.8295 | 0.328295 | |
| 899 | 22 | 1 | 33.776 | | | 3,167605 |
| | | | | 34.568 | 0.34568 | |
| 900 | 23 | 1 | 35.36 | | | 3.513285 |

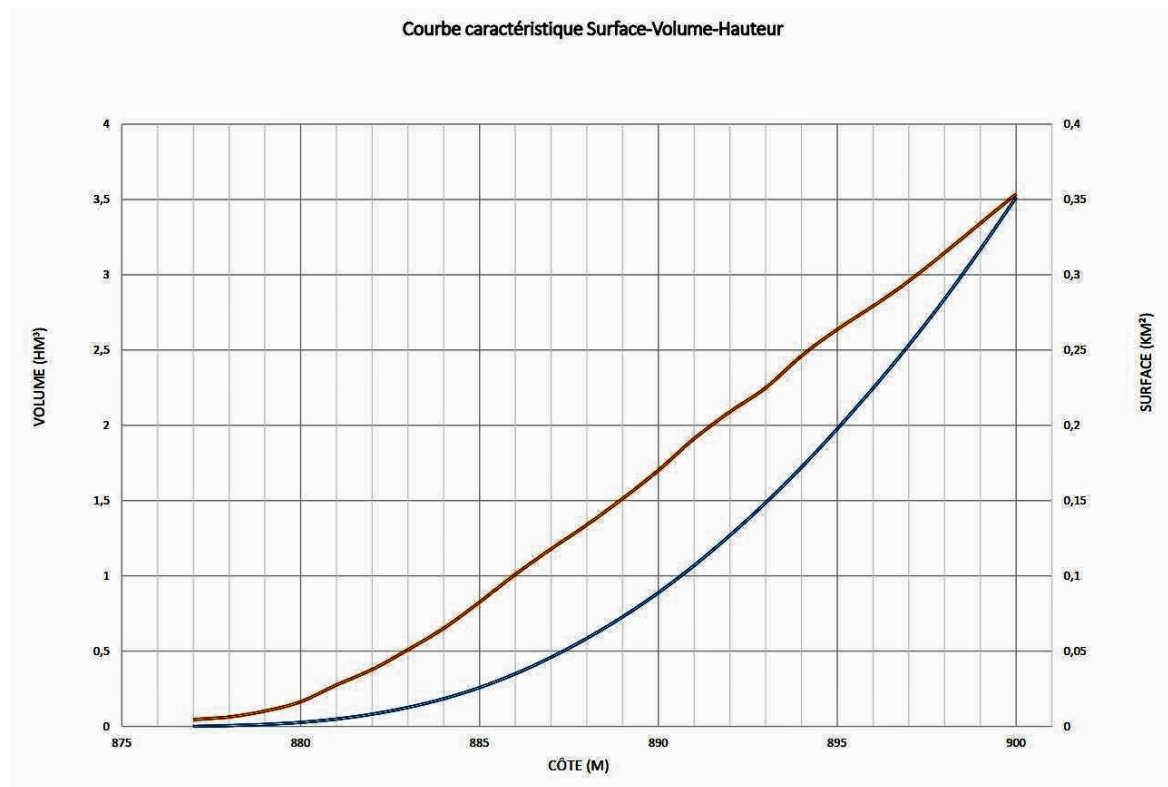


Figure III.12 – Courbes caractéristiques de la cuvette Capacité-Surface-Hauteur.

4.2.2 Répartition des besoins

La retenue projetée a pour but de satisfaire les besoins en irrigation de près de 60 ha de terres agricoles. Avec une norme de $2500m^3/ha$, les besoins sont répartis selon le tableau III.30.

Tableau III.30 – Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation au cours de l'année.

| Mois | Répartition des besoins en eau en (Mm^3) | Répartition des besoins en eau en (%) |
|---------------------|--|---------------------------------------|
| Septembre | 0,022 | 13,66 |
| Octobre | 0,01 | 6,21 |
| Novembre | 0 | 0,00 |
| Décembre | 0 | 0,00 |
| Janvier | 0 | 0,00 |
| Février | 0 | 0,00 |
| Mars | 0,01 | 6,21 |
| Avril | 0,008 | 4,97 |
| Mai | 0,015 | 9,32 |
| Juin | 0,028 | 17,39 |
| Juillet | 0,037 | 22,98 |
| Août | 0,031 | 19,25 |
| Total par an | 0,161 | 100 |

4.2.3 Calcul du volume utile

Pour le calcul du volume utile de la retenue, nous avons besoin des données suivantes :

- L'apport annuel $A_{80\%}$;
- La consommation $U_{80\%}$;
- Le volume mort de la retenue V_m .

Nous procédons par la méthode du bilan d'eau afin de déterminer le volume utile de la retenue, en suivant les étapes suivantes :

- Déterminer la période à bonne hydraulicité ;
- Déterminer les périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique ;
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires V_s et V_d ;

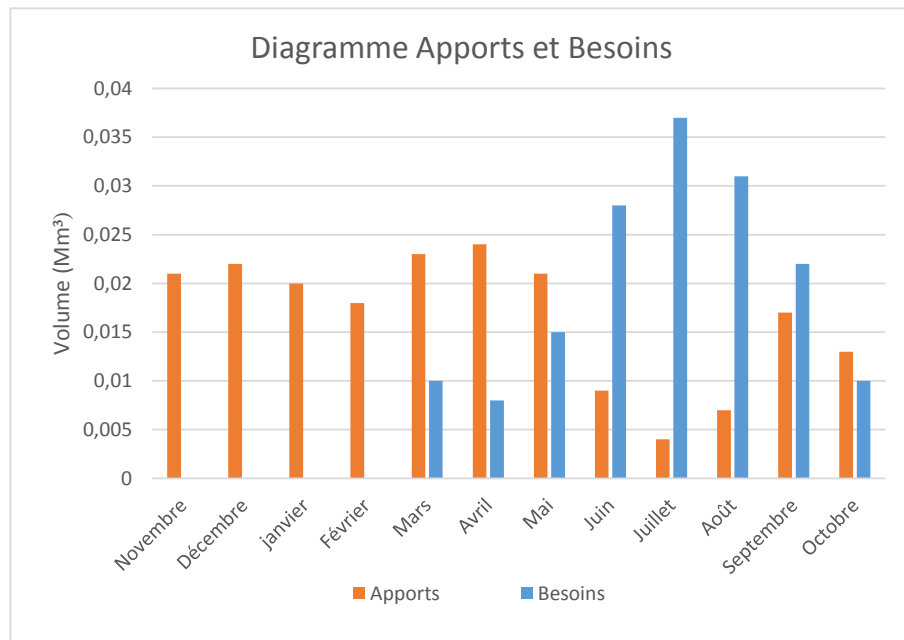


Figure III.13 – Répartition mensuelle des apports et besoins.

- Déterminer le type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile ;
- Déterminer le volume à évacuer.

Tableau III.31 – Répartition des apports et de besoins mensuels.

| Mois | $A_{80\%} (Mm^3)$ | $U_{80\%} (Mm^3)$ | $A - U (Mm^3)$ |
|-----------|-------------------|-------------------|----------------|
| Octobre | 0,013 | 0,01 | 0,003 |
| Novembre | 0,021 | 0 | 0,021 |
| Décembre | 0,022 | 0 | 0,022 |
| Janvier | 0,02 | 0 | 0,02 |
| Février | 0,018 | 0 | 0,018 |
| Mars | 0,023 | 0,01 | 0,013 |
| Avril | 0,024 | 0,008 | 0,016 |
| Mai | 0,021 | 0,015 | 0,006 |
| Juin | 0,009 | 0,028 | -0,019 |
| Juillet | 0,004 | 0,037 | -0,033 |
| Août | 0,007 | 0,031 | -0,024 |
| Septembre | 0,017 | 0,022 | -0,005 |

La période à bonne hydraulité s'étend du mois d'Octobre au mois de Mai. Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau III.32.

Tableau III.32 – Répartition des apports et de besoins mensuels.

| Mois | $A_{80\%}$ (Mm^3) | $U_{80\%}$ (Mm^3) | $A - U$ (Mm^3) | V (Mm^3) |
|-----------|-----------------------|-----------------------|--------------------|----------------|
| Octobre | 0,013 | 0,01 | 0,003 | 0.119 |
| Novembre | 0,021 | 0 | 0,021 | |
| Décembre | 0,022 | 0 | 0,022 | |
| janvier | 0,02 | 0 | 0,02 | |
| Février | 0,018 | 0 | 0,018 | |
| Mars | 0,023 | 0,01 | 0,013 | |
| Avril | 0,024 | 0,008 | 0,016 | |
| Mai | 0,021 | 0,015 | 0,006 | |
| Juin | 0,009 | 0,028 | -0,019 | |
| Juillet | 0,004 | 0,037 | -0,033 | |
| Août | 0,007 | 0,031 | -0,024 | |
| Septembre | 0,017 | 0,022 | -0,005 | |

$V_S = 0.119 Mm^3$
 $C_d = 0.081 Mm^3$
 $V_S > V_d \implies$ Nous avons un fonctionnement à un seul temps,
 le volume utile est pris égal à V_d .

Nous avons donc : $V_u = V_d = 0.081 Mm^3$.

Le volume normale de la retenue est donné par la formule (III.61).

$$V_{NR} = V_u + V_d \tag{III.61}$$

$$V_{NR} = 0.081 + 0.0701$$

$$V_{NR} = 0.1511 Mm^3.$$

Le niveau de remplissage possible du barrage dans les conditions normales d'exploitation correspond au niveau normal de la retenue. Le temps de fonctionnement est défini comme étant l'alternance entre le remplissage et la restitution du réservoir auquel nous ajoutons les deux consignes d'exploitation.

La première consigne consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues, et restituer par la suite en prenant en considération le niveau du volume mort. Le surplus d'eau sera évacué par l'évacuateur de surface. Tandis que la deuxième consigne consiste elle à évacuer l'excédent d'eau par l'évacuateur de fond.

a) Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

Le niveau du volume mort correspond à un volume $V_m = 0.0701Mm^3$. Le volume au niveau normal de la retenue correspond à un volume $VNR = 0.1511Mm^3$.

$$V_{rf} = V_{ri} + (A - U) \quad (\text{III.62})$$

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final ;

V_{ri} : Volume de remplissage initial ;

S : Volume excédentaire à évacuer.

CHAPITRE III. ÉTUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III.33 – Récapitulatif des résultats de calcul de régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.

| Mois | $A_{80\%}$ (Mm^3) | $U_{80\%}$ (Mm) | $A - U$ (Mm^3) | 1 ^{ère} consigne | | | 2 ^{ème} consigne | | |
|--------|--------------------------|------------------------|-----------------------|---------------------------|----------|-------|---------------------------|----------|-------|
| | | | | V_{ri} | V_{rf} | S | V_{ri} | V_{rf} | S |
| Oct. | 0.013 | 0.01 | 0.003 | 0,0701 | 0,0701 | | 0,0701 | | |
| | | | | 0,0731 | 0,0731 | | 0,0671 | 0,0701 | 0,003 |
| Nov. | 0.021 | 0 | 0.021 | 0,0941 | 0,0941 | | 0,0491 | 0,0701 | 0,021 |
| | | | | 0,1161 | 0,1161 | | 0,0561 | 0,0701 | 0,014 |
| Déc. | 0,022 | 0 | 0.022 | 0,1361 | 0,1361 | | 0,0781 | | |
| | | | | 0,1541 | 0,1511 | 0,003 | 0,0981 | | |
| Jan. | 0,02 | 0 | 0.02 | 0,1641 | 0,1511 | 0,013 | 0,1161 | | |
| | | | | 0,1671 | 0,1511 | 0,016 | 0,1291 | | |
| Fév. | 0,018 | 0 | 0.018 | 0,1571 | 0,1511 | 0,006 | 0,1451 | | |
| | | | | 0,1321 | 0,1321 | | 0,1511 | | |
| Mars | 0,023 | 0.01 | 0.013 | 0,0991 | 0,0991 | | 0,1321 | | |
| | | | | 0,0751 | 0,0751 | | 0,0991 | | |
| Avr. | 0,024 | 0.008 | 0.016 | 0,0701 | 0,0701 | | 0,0751 | | |
| | | | | | | | | | |
| Mai | 0,021 | 0.015 | 0.006 | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| Juin | 0,009 | 0.028 | -0.019 | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| Juill. | 0,004 | 0.037 | -0.033 | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| Août | 0,007 | 0.031 | -0.024 | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| Sept. | 0,017 | 0.022 | -0.005 | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | 0,038 | 0,0701 | | 0.038 |

b) Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

En général, il existe deux types de pertes dans une retenue :

- Pertes par évaporation ;
- Pertes par infiltration.

— **Pertes par évaporation :** Le volume mensuel des pertes par évaporation est donné par la formule (III.63).

$$V_{ép} = E_V \times S_{moy} \quad (III.63)$$

Avec :

$V_{ép}$: Volume d'évaporation ;

E_V : Evaporation mensuelle ;

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

— **Pertes par infiltration :** Le volume mensuel des pertes par évaporation est donné par la formule (III.64) :

$$V_{inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \quad (III.64)$$

Avec :

δ : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

Les valeurs de ce coefficient sont données dans le tableau III.34

Tableau III.34 – Valeurs du coefficient δ .

| Conditions hydrogéologiques | Hauteur d'infiltration (cm) | % du volume moyen | |
|-----------------------------|--------------------------------|-------------------|-----------|
| | | Année | Mois |
| Sol à faible perméabilité | 0 à 50 | 5 à 10 | 0,5 à 1,0 |
| Sol à perméabilité moyenne | 50 à 100 | 10 à 20 | 1 à 1,5 |
| Sol à forte perméabilité | >100 | >20 | >1,5 |

CHAPITRE III. ÉTUDE HYDROLOGIQUE

Nous nous trouvons dans le cas des formations peu perméables. Nous prenons donc une valeur de δ égale à 0,5

Tableau III.35 – Récapitulatif des résultats de calcul de régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.

| Mois | V_{moy} (Mm^3) | S_{moy} (Mm^3) | E_v (mm) | $V_{ép}$ (Mm^3) | V_{if} (Mm^3) | Perte II (Mm^3) |
|--------------|-------------------------|-------------------------|-------------------|------------------------|------------------------|--------------------------|
| Octobre | 0,0716 | 0,0253 | 0,366 | $9,26 \times 10^{-6}$ | 0,0008592 | 0,0008685 |
| Novembre | 0,0836 | 0,0287 | 0,284 | $8,15 \times 10^{-6}$ | 0,0010032 | 0,0010114 |
| Décembre | 0,1051 | 0,0343 | 0,225 | $7,71 \times 10^{-6}$ | 0,0012612 | 0,0012689 |
| Janvier | 0,1261 | 0,0399 | 0,124 | $4,94 \times 10^{-6}$ | 0,0015132 | 0,0015181 |
| Février | 0,1436 | 0,0452 | 0,125 | $5,65 \times 10^{-6}$ | 0,0017232 | 0,0017289 |
| Mars | 0,1511 | 0,0474 | 0,14 | $6,63 \times 10^{-5}$ | 0,0018132 | 0,0018198 |
| Avril | 0,1511 | 0,0474 | 0,223 | $1,05 \times 10^{-5}$ | 0,0018132 | 0,0018238 |
| Mai | 0,1511 | 0,0474 | 0,305 | $1,44 \times 10^{-5}$ | 0,0018132 | 0,0018277 |
| Juin | 0,1416 | 0,0448 | 0,407 | $1,82 \times 10^{-5}$ | 0,0016992 | 0,0017174 |
| Juillet | 0,1156 | 0,0369 | 0,493 | $1,81 \times 10^{-5}$ | 0,0013872 | 0,0014054 |
| Août | 0,0871 | 0,0296 | 0,6 | $1,77 \times 10^{-5}$ | 0,0010452 | 0,001063 |
| Septembre | 0,0726 | 0,0255 | 0,513 | $1,30 \times 10^{-5}$ | 0,0008712 | 0,0008843 |
| Total | 1,4002 | 0,4524 | 3,805 | $1,347 \times 10^{-4}$ | 0,0168024 | 0,0169371 |

La nouvelle régularisation saisonnière est résumée dans le tableau III.36.

Tableau III.36 – Répartition des apports et de besoins mensuels.

| Mois | $A_{80\%}$ (Mm^3) | $U_{80\%}$ (Mm^3) | Perte Π (Mm^3) | $A - U - \Pi$ (Mm^3) | V (Mm^3) |
|-----------|-----------------------|-----------------------|---------------------------|-----------------------------|----------------|
| Octobre | 0,013 | 0,010 | 0,0009 | 0,0021 | 0.119 |
| Novembre | 0,021 | 0,000 | 0,0010 | 0,0200 | |
| Décembre | 0,022 | 0,000 | 0,0013 | 0,0207 | |
| janvier | 0,020 | 0,000 | 0,0015 | 0,0185 | |
| Février | 0,018 | 0,000 | 0,0017 | 0,0163 | |
| Mars | 0,023 | 0,010 | 0,0018 | 0,0112 | |
| Avril | 0,024 | 0,008 | 0,0018 | 0,0142 | |
| Mai | 0,021 | 0,015 | 0,0018 | 0,0042 | |
| Juin | 0,009 | 0,028 | 0,0017 | -0,0207 | 0.081 |
| Juillet | 0,004 | 0,037 | 0,0014 | -0,0344 | |
| Août | 0,007 | 0,031 | 0,0011 | -0,0251 | |
| Septembre | 0,017 | 0,022 | 0,0009 | -0,0059 | |

$$V_S = 0.1071 Mm^3$$

$$C_d = 0.0861 Mm^3$$

$V_S > V_d \implies$ Nous avons un fonctionnement à un seul temps, le volume utile est pris égal à V_d .

Nous avons donc : $V_u = V_d = 0.0861 Mm^3$.

Le volume normale de la retenue est donné par la formule (III.61).

$$V_{NR} = 0.0861 + 0.0701$$

$$V_{NR} = 0.1562 Mm^3.$$

CHAPITRE III. ÉTUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III.37 – Récapitulatif des résultats de calcul de régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.

| Mois | $A_{80\%}$ (Mm^3) | $U_{80\%}$ (Mm) | Perte II (Mm^3) | $A - U - II$ (Mm^3) | 1 ^{ère} consigne | | | 2 ^{ème} consigne | | |
|--------|--------------------------|------------------------|------------------------|----------------------------|---------------------------|----------|--------|---------------------------|----------|--------|
| | | | | | V_{ri} | V_{rf} | S | V_{ri} | V_{rf} | S |
| Oct. | 0.013 | 0.01 | 0.0009 | 0.0021 | 0,0701 | 0,0701 | | 0,0701 | | |
| | | | | | 0,0722 | 0,0722 | | 0,0680 | 0,0701 | 0,0021 |
| Nov. | 0.021 | 0 | 0.0010 | 0.0200 | 0,0922 | 0,0922 | | 0,0512 | 0,0701 | 0,0189 |
| | | | | | 0,1130 | 0,1130 | | 0,0712 | | |
| Déc. | 0,022 | 0 | 0.0013 | 0.0207 | 0,1314 | 0,1314 | | 0,0920 | | |
| | | | | | 0,1477 | 0,1477 | | 0,1104 | | |
| Jan. | 0,02 | 0 | 0.0015 | 0.0185 | 0,1589 | 0,1562 | 0,0027 | 0,1267 | | |
| | | | | | 0,1704 | 0,1562 | 0,0142 | 0,1379 | | |
| Fév. | 0,018 | 0 | 0.0017 | 0.0163 | 0,1604 | 0,1562 | 0,0042 | 0,1521 | | |
| | | | | | 0,1355 | 0,1355 | | 0,1562 | | |
| Mars | 0,023 | 0.01 | 0.0018 | 0.0112 | 0,1011 | 0,1011 | | 0,1355 | | |
| | | | | | 0,0760 | 0,0760 | | 0,1011 | | |
| Avr. | 0,024 | 0.008 | 0.0018 | 0.0142 | 0,0760 | 0,0760 | | 0,1011 | | |
| | | | | | 0,0701 | 0,0701 | | 0,0760 | | |
| Mai | 0,021 | 0.015 | 0.0018 | 0.0042 | | | 0,0210 | 0,0701 | | 0.0210 |
| | | | | | | | | | | |
| Juin | 0,009 | 0.028 | 0.0017 | -0.0207 | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| Juill. | 0,004 | 0.037 | 0.0014 | -0.0344 | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| Août | 0,007 | 0.031 | 0.0011 | -0.0251 | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| Sept. | 0,017 | 0.022 | 0.0009 | -0.0059 | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |

• Estimation de l'erreur :

$$\mathcal{Y} = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \times 100 \quad (\text{III.65})$$

Avec :

V_u : Volume utile issue de la régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes (Hm^3);

V'_u : Volume utile issue de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (Hm^3);

\mathcal{Y} : Erreur.

$\mathcal{Y} > 2\%$: Nous devons alors faire une deuxième approximation afin que l'erreur soit inférieure à 2%. Dans la deuxième approximation le V_{ri} de la 1^{ère} approximation sera utilisé pour calculer le volume moyen V''_{moy} .

$$V''_{moy} = \frac{V_{ri} - V_{ri+1}}{2} \quad (\text{III.66})$$

Tableau III.38 – Volumes des pertes dans la retenue (2^{ème} approximation).

| Mois | V''_{moy} (Mm^3) | S_{moy} (Mm^2) | E_V (mm) | $V_{ép}$ (Mm^3) | V_{if} (Mm^3) | Perte II (Mm^3) |
|--------------|---------------------------|-------------------------|------------|-------------------------|---------------------|------------------------|
| Octobre | 0,07115 | 0,0251 | 0,366 | $9,18 \times 10^{-6}$ | 0,0008538 | 0,00086299 |
| Novembre | 0,08471 | 0,029 | 0,284 | $8,23 \times 10^{-6}$ | 0,0010165 | 0,00102476 |
| Décembre | 0,1026 | 0,0336 | 0,225 | $7,56 \times 10^{-6}$ | 0,0012312 | 0,00123876 |
| Janvier | 0,1222 | 0,0387 | 0,124 | $4,79 \times 10^{-6}$ | 0,0014664 | 0,0014712 |
| Février | 0,13955 | 0,0441 | 0,125 | $5,51 \times 10^{-6}$ | 0,0016746 | 0,00168011 |
| Mars | 0,15195 | 0,0477 | 0,14 | $6,67 \times 10^{-5}$ | 0,0018234 | 0,00183008 |
| Avril | 0,1562 | 0,049 | 0,223 | $1,09 \times 10^{-6}$ | 0,0018744 | 0,00188533 |
| Mai | 0,1562 | 0,049 | 0,305 | $1,49 \times 10^{-5}$ | 0,0018744 | 0,00188935 |
| Juin | 0,14585 | 0,046 | 0,407 | $1,87 \times 10^{-5}$ | 0,0017502 | 0,00176892 |
| Juillet | 0,1183 | 0,0376 | 0,493 | $1,85 \times 10^{-5}$ | 0,0014196 | 0,00143814 |
| Août | 0,08585 | 0,0293 | 0,6 | $1,758 \times 10^{-5}$ | 0,0010302 | 0,00104778 |
| Septembre | 0,07305 | 0,0256 | 0,513 | $1,31 \times 10^{-5}$ | 0,0008766 | 0,00088973 |
| Total | 1,40761 | 0,4547 | 3,805 | $1,3582 \times 10^{-4}$ | 0,0168913 | 0,01702714 |

Ainsi, la régularisation est :

Tableau III.39 – Récapitulatif des résultats de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2^{ème} approximation).

| Mois | $A_{80\%} (Mm^3)$ | $U_{80\%} (Mm^3)$ | Perte Π (Mm^3) | $A - U - \Pi$ (Mm^3) | $V (Mm^3)$ |
|-----------|-------------------|-------------------|---------------------------|-----------------------------|------------|
| Octobre | 0,013 | 0,010 | 0,0009 | 0,0021 | 0.1071 |
| Novembre | 0,021 | 0,000 | 0,0010 | 0,0201 | |
| Décembre | 0,022 | 0,000 | 0,0012 | 0,0208 | |
| janvier | 0,020 | 0,000 | 0,0015 | 0,0185 | |
| Février | 0,018 | 0,000 | 0,0017 | 0,0163 | |
| Mars | 0,023 | 0,010 | 0,0018 | 0,0112 | |
| Avril | 0,024 | 0,008 | 0,0019 | 0,0141 | |
| Mai | 0,021 | 0,015 | 0,0019 | 0,0041 | |
| Juin | 0,009 | 0,028 | 0,0018 | -0,0208 | 0.0861 |
| Juillet | 0,004 | 0,037 | 0,0014 | -0,0344 | |
| Août | 0,007 | 0,031 | 0,0010 | -0,0250 | |
| Septembre | 0,017 | 0,022 | 0,0009 | -0,0059 | |

La période à bonne hydraulicité est celle qui s'étale entre le mois d'Octobre et Avril.

$$V_S = 0.1071 Mm^3$$

$$C_d = 0.0861 Mm^3$$

$V_S > V_d \implies$ Nous avons un fonctionnement à un seul temps, le volume utile est pris égal à V_d .

Nous avons donc : $V_u = V_d = 0.0861 Mm^3$.

Le volume normale de la retenue est donné par la formule (III.61).

$$V_{NR} = 0.0861 + 0.0701$$

$$V_{NR} = 0.1562 Mm^3.$$

CHAPITRE III. ÉTUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III.40 – Récapitulatif des résultats de calcul de régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.

| Mois | $A_{80\%}$ (Mm^3) | $U_{80\%}$ (Mm) | Perte II (Mm^3) | $A - U - II$ (Mm^3) | 1 ^{ère} consigne | | | 2 ^{ème} consigne | | |
|--------|--------------------------|------------------------|------------------------|----------------------------|---------------------------|----------|--------|---------------------------|----------|--------|
| | | | | | V_{ri} | V_{rf} | S | V_{ri} | V_{rf} | S |
| Oct. | 0,013 | 0,01 | 0,0009 | 0,0021 | 0,0701 | 0,0701 | | 0,0701 | | |
| | | | | | 0,0722 | 0,0722 | | 0,0680 | 0,0701 | 0,0021 |
| Nov. | 0,021 | 0 | 0,0010 | 0,0200 | 0,0922 | 0,0922 | | 0,0512 | 0,0701 | 0,0189 |
| | | | | | 0,1130 | 0,1130 | | 0,0712 | | |
| Déc. | 0,022 | 0 | 0,0012 | 0,0208 | 0,1315 | 0,1315 | | 0,0920 | | |
| | | | | | 0,1477 | 0,1477 | | 0,1105 | | |
| Jan. | 0,02 | 0 | 0,0015 | 0,0185 | 0,1589 | 0,1562 | 0,0027 | 0,1267 | | |
| | | | | | 0,1703 | 0,1562 | 0,0141 | 0,1379 | | |
| Fév. | 0,018 | 0 | 0,0017 | 0,0163 | 0,1603 | 0,1562 | 0,0041 | 0,1520 | | |
| | | | | | 0,1354 | 0,1354 | | 0,1561 | | |
| Mars | 0,023 | 0,01 | 0,0018 | 0,0112 | 0,1010 | 0,1010 | | 0,1353 | | |
| | | | | | 0,0760 | 0,0760 | | 0,1009 | | |
| Avr. | 0,024 | 0,008 | 0,0019 | 0,0141 | 0,0701 | 0,0701 | | 0,0759 | | |
| | | | | | | | | | | |
| Mai | 0,021 | 0,015 | 0,0019 | 0,0041 | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| Juin | 0,009 | 0,028 | 0,0018 | -0,0208 | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| Juill. | 0,004 | 0,037 | 0,0014 | -0,0344 | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| Août | 0,007 | 0,031 | 0,0011 | -0,0250 | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| Sept. | 0,017 | 0,022 | 0,0009 | -0,0059 | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | 0,0209 | 0,0701 | | 0,0209 |

- Estimation de l'erreur :

$$\gamma = \frac{V_u'' - V_u'}{V_u} \times 100 \quad (\text{III.67})$$

Avec :

V_u'' : Volume utile issue de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes de la deuxième approximation (Hm^3);

V_u' : Volume utile issue de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes de la première approximation (Hm^3);

γ : Erreur.

$$\text{A.N : } \gamma = \frac{0.08614 - 0.0861}{0.0861} \times 100$$

$$\gamma = 0.05\%$$

Après la deuxième approximation, l'erreur est inférieure à 2%. Nous prenons donc un volume utile de 0,0861 Mm^3 . Ce qui donne un volume normale de 0.1562 Mm^3 et donc une côte normale de 883,3NGA.

5 LAMINAGE DES CRUES

Dans le but de déterminer la côte maximale du plan d'eau dans la cuvette, et pour dimensionner l'ouvrage d'évacuation de surface d'une façon optimale, en se basant sur les hauteurs laminées, et sans mettre en jeu la sécurité de l'aménagement.

5.1 principe de calcul

5.1.1 Calcul de la hauteur déversante

$$H_d = NPHE - NNR \quad (\text{III.68})$$

Avec :

H_d : Hauteur déversante ;

$NPHE$: Niveau des plus hautes eaux ;

NNR : Niveau normal de la retenue.

Le NPHE et le NNR sont extraits de la courbe Hauteur-Capacité par projection des volumes respectivement VPHE et VNR, sachant que le volume normal est de 0,1562 Mm³, alors que le volume des plus hautes eaux est égale à :

$$H_{PHE} = V_{NR} - V_f \quad (\text{III.69})$$

$$V_f = (0.05 \div 0.2) \times V_{CP\%} \quad (\text{III.70})$$

On Prend $V_f = 0.2V_{cp\%}$.

Après avoir calculé l'aire sous l'hydrogramme de crue de fréquence 1% de période de retour de 100 ans, on obtient :

$$V_{cp\%} = 0,15Mm^3.$$

$$V_f = 0,03Mm^3.$$

$$V_{PHE} = 0,1562 + 0,03$$

$$V_{PHE} = 0,1862Mm^3$$

Par projection sur la courbe caractéristique Hauteur-Capacité on trouve la côte NPHE égale à 884NGA, ainsi que le niveau normal égal à 883.3NGA.

5.1.2 Calcul du débit maximal déversé

$$Q_{maxP\%} = 0.85 \times Q_{Pmax} \left(1 - \frac{V_f}{V_{CP\%}} \right) \quad (\text{III.71})$$

Pour une valeur de Q_{Pmax} égale à 165,6m³/s

A.N : $Q_{maxP\%} = 112.61 \text{ m}^3/\text{s}$.

a) Méthode de Muskingum :

Cette méthode est basée sur l'équation de Barrie et Saint-Venant et l'équation de continuité. La formule simplifiée de cette base exprime la relation entre le débit entrant et celui à évacuer ainsi que le volume stocké.

$$I - O = V \frac{dS}{dt} \quad (\text{III.72})$$

Avec :

I : Débit d'entrée tiré à partir de l'hydrogramme d'entrée;

O : Débit de sortie à déterminer (débit laminé);

S : Volume d'eau emmagasiné à déterminer.

Pour un temps $\Delta t = t_2 - t_1$; le volume d'eau à emmagasiner est :

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

d'où

$$\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + \frac{2S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \quad (\text{III.73})$$

- Pour un débit d'entrée I connu pour des pas de temps déterminés;
- Pour chaque largeur du déversoir on détermine la hauteur déversante maximale.

$$H_{dmax} = \left[\frac{I_{max}}{m \cdot B \cdot \sqrt{2g}} \right]^{\frac{2}{3}} \quad (\text{III.74})$$

Avec :

$H_{d.max}$: Hauteur maximale déversante;

I_{max} : Débit maximal d'entrée;

m : Coefficient tient compte de la vitesse d'approche et la forme du déversoir, on le prend égal à 0,49 ;

B : Largeur du déversoir.

Nous déterminons la hauteur et le volume d'eau initiaux correspondant au débit de sortie initial O_1 .

$$H_1 = \left[\frac{O_1}{m.B.\sqrt{2g}} \right]^{\frac{2}{3}} \quad (\text{III.75})$$

$$S_1 = H_1 \times A_1 \quad (\text{III.76})$$

Avec :

A_1 : surface du plan d'eau correspond à la cote H_1 ;

Nous faisons varier la hauteur déversante de la cote normale de la retenue jusqu'à la cote du *NPHE*.

Nous déterminons alors le débit de sortie (O_i) pour chaque valeur de largeur B et de hauteur déversante H_i .

$$O_i = m.B.\sqrt{2g}.H_i^{\frac{2}{3}} \quad (\text{III.77})$$

Nous calculons le volume de sortie :

$$\frac{2S_i}{\Delta t} + O_i \quad (\text{III.78})$$

Nous traçons la courbe caractéristique du réservoir :

$$\frac{2S_i}{\Delta t} + O_i = f(O_i) \quad (\text{III.79})$$

Nous déterminons les valeurs du débit laminé en fonction du temps et donc on trace l'hydrogramme de sortie selon l'équation (III.72).

Tableau III.41 – Présentation des valeurs du débit entrant.

| $t(h)$ | $Q_{max}1\%$ | $t(h)$ | $max1\%$ |
|--------|--------------|--------|----------|
| 0 | 0,000 | 0,26 | 163,813 |
| 0,02 | 1,134 | 0,28 | 126,299 |
| 0,04 | 4,535 | 0,3 | 95,000 |
| 0,06 | 10,203 | 0,32 | 69,353 |
| 0,08 | 18,139 | 0,34 | 48,795 |
| 0,1 | 28,341 | 0,36 | 32,763 |
| 0,12 | 40,812 | 0,38 | 20,694 |
| 0,14 | 55,549 | 0,4 | 12,027 |
| 0,16 | 72,554 | 0,42 | 6,197 |
| 0,18 | 91,826 | 0,44 | 2,642 |
| 0,2 | 113,366 | 0,46 | 0,799 |
| 0,22 | 137,173 | 0,48 | 0,106 |
| 0,2417 | 165,599 | 0,5 | 0,000 |

Tableau III.42 – Présentation des côtes et les surfaces correspondantes.

| Côtes | Surface (m^2) |
|-------|-------------------|
| 880 | 16420 |
| 881 | 27510 |
| 882 | 37820 |
| 883 | 50950 |
| 884 | 65210 |
| 885 | 82530 |
| 886 | 100970 |

La courbe hauteur-surface est modélisée par l'équation linéaire (Fig.III.14), avec un coefficient de corrélation égale à 1.

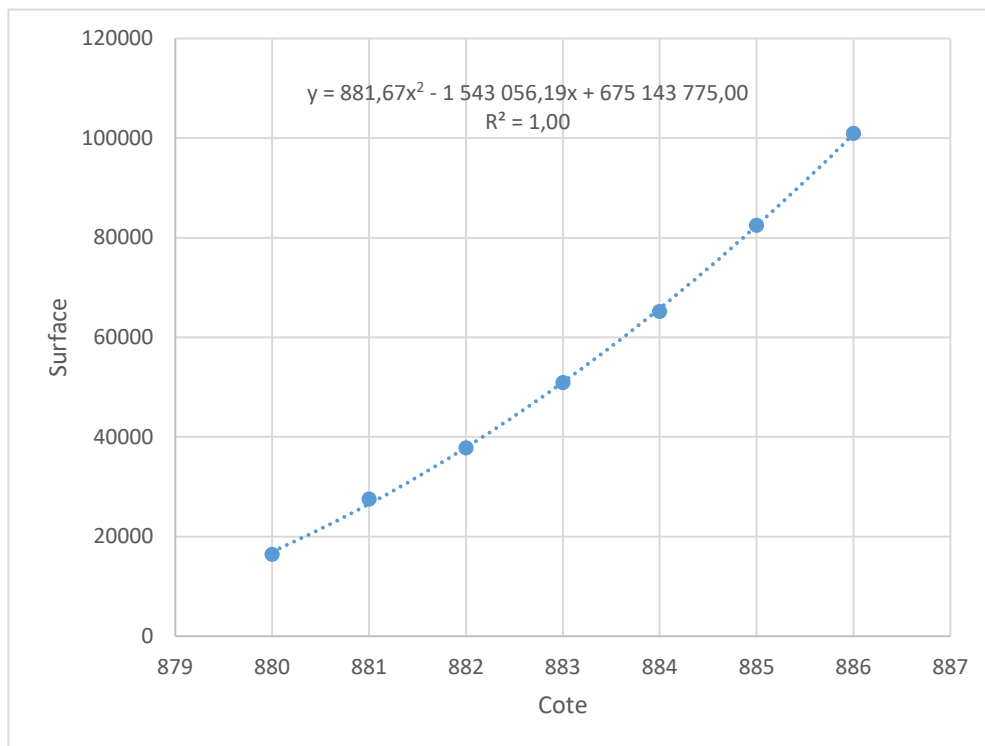


Figure III.14 – Modélisation de la courbe Hauteur-Surface.

Nous appliquons la méthode pour la largeur de 15 m.

$$O = 32,56 \times H^{\frac{3}{2}} \quad (\text{III.80})$$

Détermination de la courbe caractéristique de la cuvette : $O = (2S/\Delta t + O)$

Tableau III.43 – Principales caractéristiques de la retenue.

| H (m) | Côte (m) | Surface (m²) | S (volume) (m³) | O (m³/s) | (2S/Δt + O) (m³/s) |
|--------------|-----------------|--------------------------------|-----------------------------------|----------------------------|--|
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0,022 | 883,322 | 55549,4069 | 1222,4538 | 0,10628363 | 34,06333422 |
| 0,1 | 883,400 | 56688,4 | 5668,8400 | 1,02952487 | 158,4973026 |
| 0,3 | 883,600 | 59658,1619 | 17897,4486 | 5,34956813 | 502,5009173 |
| 0,5 | 883,800 | 62698,4571 | 31349,2286 | 11,5104379 | 882,3223427 |
| 0,7 | 884,000 | 65809,2857 | 46066,5000 | 19,0670674 | 1298,692067 |
| 0,9 | 884,200 | 68990,6476 | 62091,5829 | 27,7971714 | 1752,563362 |
| 1,1 | 884,400 | 72242,5429 | 79466,7971 | 37,5600246 | 2244,971056 |
| 1,3 | 884,600 | 75564,9714 | 98234,4629 | 48,256061 | 2776,99114 |
| 1,5 | 884,800 | 78957,9333 | 118436,9000 | 59,8099899 | 3349,723879 |
| 1,8 | 885,100 | 84179,6262 | 151523,3271 | 78,6222735 | 4287,603583 |
| 2,1 | 885,400 | 89560,019 | 188076,0400 | 99,0753882 | 5323,409833 |
| 2,5 | 885,800 | 96980,7429 | 242451,8571 | 128,690608 | 6863,464418 |
| 2,958 | 886,258 | 105817,208 | 312971,1918 | 165,599468 | 8859,243684 |

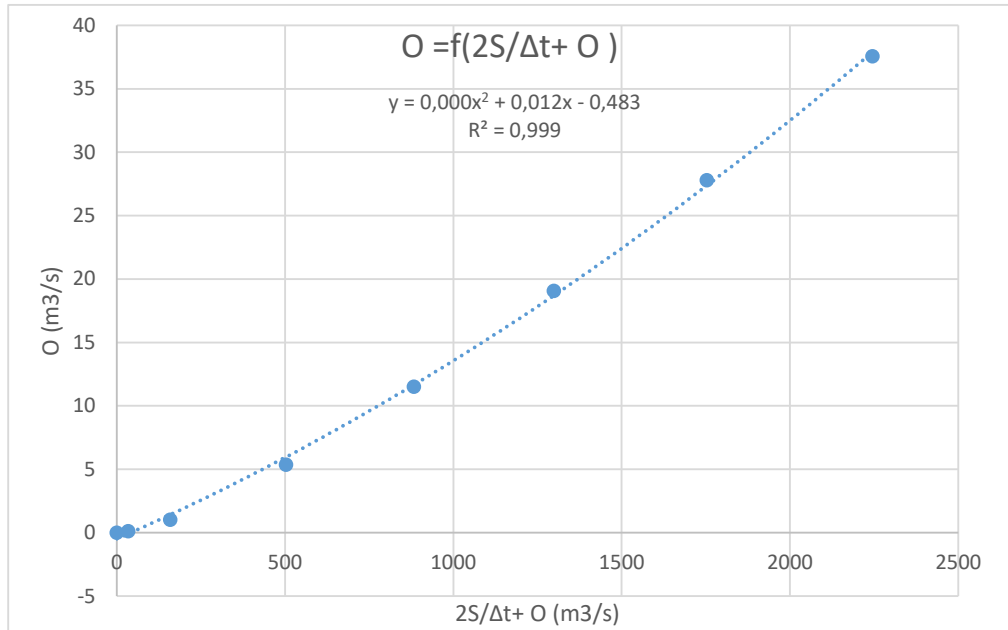


Figure III.15 – Courbe caractéristique de la cuvette $b = 15$ m.

Tableau III.44 – Résultat des débits laminés pour une largeur de déversoir de 15 m.

| t (h) | I (m³/s) | $I_1 + I_2$ (m³/s) | $(2S/\Delta t + O)$ (m³/s) | $(2S/\Delta t + O) - 2O$ (m³/s) | O (m³/s) |
|--------|----------|-----------------------|-------------------------------|------------------------------------|-----------|
| 0 | 0,000 | 0,000 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 |
| 0,02 | 1,134 | 1,134 | 1,1337 | 1,0925 | 0,0205697 |
| 0,04 | 4,535 | 5,668 | 6,7608 | 6,5155 | 0,1226759 |
| 0,06 | 10,203 | 14,738 | 21,2530 | 20,4817 | 0,3856744 |
| 0,08 | 18,139 | 28,341 | 48,8231 | 47,0508 | 0,8861384 |
| 0,1 | 28,341 | 46,480 | 93,5308 | 90,1346 | 1,6980621 |
| 0,12 | 40,812 | 69,153 | 159,2877 | 153,5016 | 2,89309 |
| 0,14 | 55,549 | 96,361 | 249,8624 | 240,7809 | 4,5407655 |
| 0,16 | 72,554 | 128,103 | 368,8842 | 355,4666 | 6,7087944 |
| 0,18 | 91,826 | 164,380 | 519,8469 | 500,9203 | 9,4633189 |
| 0,2 | 113,366 | 205,192 | 706,1123 | 680,3739 | 12,869198 |
| 0,22 | 137,173 | 250,538 | 930,9122 | 896,9316 | 16,990291 |
| 0,2417 | 165,599 | 302,772 | 1199,7036 | 1155,8374 | 21,933076 |

CHAPITRE III. ÉTUDE HYDROLOGIQUE

| t (h) | I (m^3/s) | $I_1 + I_2$ (m^3/s) | $(2S/\Delta t + O)$ (m^3/s) | $(2S/\Delta t + O) - 2O$ (m^3/s) | O (m^3/s) |
|---------|-----------------|----------------------------|------------------------------------|---|-----------------|
| 0,26 | 163,813 | 329,412 | 1485,2495 | 1430,8452 | 27,202124 |
| 0,28 | 126,299 | 290,111 | 1720,9567 | 1657,8254 | 31,565624 |
| 0,3 | 95,000 | 221,299 | 1879,1244 | 1810,1227 | 34,500833 |
| 0,32 | 69,353 | 164,353 | 1974,4755 | 1901,9293 | 36,273093 |
| 0,34 | 48,795 | 118,147 | 2020,0767 | 1945,8339 | 37,121407 |
| 0,36 | 32,763 | 81,557 | 2027,3913 | 1952,8763 | 37,257524 |
| 0,38 | 20,694 | 53,457 | 2006,3334 | 1932,6020 | 36,865691 |
| 0,4 | 12,027 | 32,721 | 1965,3228 | 1893,1171 | 36,102885 |
| 0,42 | 6,197 | 18,223 | 1911,3402 | 1841,1414 | 35,099385 |
| 0,44 | 2,642 | 8,838 | 1849,9799 | 1782,0608 | 33,95955 |
| 0,46 | 0,799 | 3,441 | 1785,5018 | 1719,9764 | 32,762732 |
| 0,48 | 0,106 | 0,906 | 1720,8820 | 1657,7535 | 31,564238 |
| 0,50 | 0,000 | 0,106 | 1657,8598 | 1597,0672 | 30,3963 |
| 0,52 | 0,000 | 0,000 | 1597,0672 | 1538,5261 | 29,270545 |
| 0,54 | 0,000 | 0,000 | 1538,5261 | 1482,1515 | 28,187285 |
| 0,56 | 0,000 | 0,000 | 1482,1515 | 1427,8618 | 27,144858 |
| 0,58 | 0,000 | 0,000 | 1427,8618 | 1375,5785 | 26,141673 |
| 0,60 | 0,000 | 0,000 | 1375,5785 | 1325,2261 | 25,176201 |
| 0,62 | 0,000 | 0,000 | 1325,2261 | 1276,7321 | 24,246979 |
| 0,64 | 0,000 | 0,000 | 1276,7321 | 1230,0269 | 23,352604 |
| 0,66 | 0,000 | 0,000 | 1230,0269 | 1185,0434 | 22,491729 |
| 0,68 | 0,000 | 0,000 | 1185,0434 | 1141,7173 | 21,663063 |
| 0,70 | 0,000 | 0,000 | 1141,7173 | 1099,9866 | 20,865367 |
| 0,72 | 0,000 | 0,000 | 1099,9866 | 1059,7917 | 20,097452 |
| 0,74 | 0,000 | 0,000 | 1059,7917 | 1021,0753 | 19,358176 |
| 0,76 | 0,000 | 0,000 | 1021,0753 | 983,7824 | 18,646445 |
| 0,78 | 0,000 | 0,000 | 983,7824 | 947,8600 | 17,961207 |

CHAPITRE III. ÉTUDE HYDROLOGIQUE

| t (h) | I (m^3/s) | $I_1 + I_2$ (m^3/s) | $(2S/\Delta t + O)$ (m^3/s) | $(2S/\Delta t + O) - 2O$ (m^3/s) | O (m^3/s) |
|---------|-----------------|----------------------------|------------------------------------|---|-----------------|
| 0,80 | 0,000 | 0,000 | 947,8600 | 913,2571 | 17,301453 |
| 0,82 | 0,000 | 0,000 | 913,2571 | 879,9247 | 16,666213 |
| 0,84 | 0,000 | 0,000 | 879,9247 | 847,8156 | 16,054557 |
| 0,86 | 0,000 | 0,000 | 847,8156 | 816,8844 | 15,46559 |
| 0,88 | 0,000 | 0,000 | 816,8844 | 787,0875 | 14,898453 |
| 0,90 | 0,000 | 0,000 | 787,0875 | 758,3828 | 14,352321 |
| 0,92 | 0,000 | 0,000 | 758,3828 | 730,7300 | 13,826401 |
| 0,94 | 0,000 | 0,000 | 730,7300 | 704,0902 | 13,319932 |
| 0,96 | 0,000 | 0,000 | 704,0902 | 678,4258 | 12,832181 |
| 0,98 | 0,000 | 0,000 | 678,4258 | 653,7009 | 12,362444 |
| 1,00 | 0,000 | 0,000 | 653,7009 | 629,8808 | 11,910046 |
| 1,02 | 0,000 | 0,000 | 629,8808 | 606,9322 | 11,474336 |
| 1,04 | 0,000 | 0,000 | 606,9322 | 584,8228 | 11,054689 |
| 1,06 | 0,000 | 0,000 | 584,8228 | 563,5218 | 10,650504 |
| 1,08 | 0,000 | 0,000 | 563,5218 | 542,9994 | 10,261203 |
| 1,10 | 0,000 | 0,000 | 542,9994 | 523,2269 | 9,8862299 |
| 1,12 | 0,000 | 0,000 | 523,2269 | 504,1768 | 9,5250511 |
| 1,14 | 0,000 | 0,000 | 504,1768 | 485,8225 | 9,1771524 |
| 1,16 | 0,000 | 0,000 | 485,8225 | 468,1384 | 8,8420393 |
| 1,18 | 0,000 | 0,000 | 468,1384 | 451,0999 | 8,5192363 |
| 1,20 | 0,000 | 0,000 | 451,0999 | 434,6834 | 8,2082861 |
| 1,22 | 0,000 | 0,000 | 434,6834 | 418,8659 | 7,9087485 |
| 1,24 | 0,000 | 0,000 | 418,8659 | 403,6255 | 7,6202002 |
| 1,26 | 0,000 | 0,000 | 403,6255 | 388,9410 | 7,3422339 |
| 1,28 | 0,000 | 0,000 | 388,9410 | 374,7921 | 7,0744574 |
| 1,30 | 0,000 | 0,000 | 374,7921 | 361,1591 | 6,8164939 |
| 1,32 | 0,000 | 0,000 | 361,1591 | 348,0231 | 6,5679801 |

CHAPITRE III. ÉTUDE HYDROLOGIQUE

| t (h) | I (m^3/s) | $I_1 + I_2$ (m^3/s) | $(2S/\Delta t + O)$ (m^3/s) | $(2S/\Delta t + O) - 2O$ (m^3/s) | O (m^3/s) |
|---------|-----------------|----------------------------|------------------------------------|---|-----------------|
| 1,34 | 0,000 | 0,000 | 348,0231 | 335,3660 | 6,328567 |
| 1,36 | 0,000 | 0,000 | 335,3660 | 323,1702 | 6,0979184 |
| 1,38 | 0,000 | 0,000 | 323,1702 | 311,4188 | 5,8757106 |
| 1,40 | 0,000 | 0,000 | 311,4188 | 300,0955 | 5,6616324 |
| 1,42 | 0,000 | 0,000 | 300,0955 | 289,1847 | 5,455384 |
| 1,44 | 0,000 | 0,000 | 289,1847 | 278,6714 | 5,2566769 |
| 1,46 | 0,000 | 0,000 | 278,6714 | 268,5409 | 5,0652334 |
| 1,48 | 0,000 | 0,000 | 268,5409 | 258,7793 | 4,880786 |
| 1,50 | 0,000 | 0,000 | 258,7793 | 249,3732 | 4,7030775 |
| 1,52 | 0,000 | 0,000 | 249,3732 | 240,3095 | 4,53186 |
| 1,54 | 0,000 | 0,000 | 240,3095 | 231,5757 | 4,366895 |
| 1,56 | 0,000 | 0,000 | 231,5757 | 223,1598 | 4,2079528 |
| 1,58 | 0,000 | 0,000 | 223,1598 | 215,0501 | 4,0548121 |
| 1,60 | 0,000 | 0,000 | 215,0501 | 207,2356 | 3,9072601 |
| 1,62 | 0,000 | 0,000 | 207,2356 | 199,7054 | 3,7650917 |
| 1,64 | 0,000 | 0,000 | 199,7054 | 192,4492 | 3,6281094 |
| 1,66 | 0,000 | 0,000 | 192,4492 | 185,4570 | 3,4961232 |
| 1,68 | 0,000 | 0,000 | 185,4570 | 178,7191 | 3,3689499 |
| 1,70 | 0,000 | 0,000 | 178,7191 | 172,2262 | 3,2464133 |
| 1,72 | 0,000 | 0,000 | 172,2262 | 165,9695 | 3,1283434 |
| 1,74 | 0,000 | 0,000 | 165,9695 | 159,9404 | 3,0145768 |
| 1,76 | 0,000 | 0,000 | 159,9404 | 154,1305 | 2,904956 |
| 1,78 | 0,000 | 0,000 | 154,1305 | 148,5318 | 2,7993293 |
| 1,80 | 0,000 | 0,000 | 148,5318 | 143,1367 | 2,6975506 |
| 1,82 | 0,000 | 0,000 | 143,1367 | 137,9378 | 2,5994792 |
| 1,84 | 0,000 | 0,000 | 137,9378 | 132,9278 | 2,5049796 |
| 1,86 | 0,000 | 0,000 | 132,9278 | 128,1000 | 2,4139212 |

CHAPITRE III. ÉTUDE HYDROLOGIQUE

| t (h) | I (m^3/s) | $I_1 + I_2$ (m^3/s) | $(2S/\Delta t + O)$ (m^3/s) | $(2S/\Delta t + O) - 2O$ (m^3/s) | O (m^3/s) |
|---------|-----------------|----------------------------|------------------------------------|---|-----------------|
| 1,88 | 0,000 | 0,000 | 128,1000 | 123,4476 | 2,3261783 |
| 1,90 | 0,000 | 0,000 | 123,4476 | 118,9643 | 2,2416299 |
| 1,92 | 0,000 | 0,000 | 118,9643 | 114,6440 | 2,1601592 |
| 1,94 | 0,000 | 0,000 | 114,6440 | 110,4807 | 2,0816538 |
| 1,96 | 0,000 | 0,000 | 110,4807 | 106,4687 | 2,0060056 |
| 1,98 | 0,000 | 0,000 | 106,4687 | 102,6025 | 1,9331102 |
| 2,00 | 0,000 | 0,000 | 102,6025 | 98,8768 | 1,8628672 |
| 2,02 | 0,000 | 0,000 | 98,8768 | 95,2864 | 1,7951799 |
| 2,04 | 0,000 | 0,000 | 95,2864 | 91,8265 | 1,7299551 |
| 2,06 | 0,000 | 0,000 | 91,8265 | 88,4923 | 1,6671028 |
| 2,08 | 0,000 | 0,000 | 88,4923 | 85,2792 | 1,6065367 |
| 2,10 | 0,000 | 0,000 | 85,2792 | 82,1829 | 1,5481734 |
| 2,12 | 0,000 | 0,000 | 82,1829 | 79,1990 | 1,4919326 |
| 2,14 | 0,000 | 0,000 | 79,1990 | 76,3235 | 1,4377369 |
| 2,16 | 0,000 | 0,000 | 76,3235 | 73,5525 | 1,3855119 |
| 2,18 | 0,000 | 0,000 | 73,5525 | 70,8821 | 1,3351857 |
| 2,20 | 0,000 | 0,000 | 70,8821 | 68,3087 | 1,2866892 |
| 2,22 | 0,000 | 0,000 | 68,3087 | 65,8288 | 1,2399557 |
| 2,24 | 0,000 | 0,000 | 65,8288 | 63,4390 | 1,1949211 |
| 2,26 | 0,000 | 0,000 | 63,4390 | 61,1359 | 1,1515234 |
| 2,28 | 0,000 | 0,000 | 61,1359 | 58,9165 | 1,1097031 |
| 2,30 | 0,000 | 0,000 | 58,9165 | 56,7777 | 1,0694027 |
| 2,32 | 0,000 | 0,000 | 56,7777 | 54,7166 | 1,030567 |
| 2,34 | 0,000 | 0,000 | 54,7166 | 52,7303 | 0,9931427 |
| 2,36 | 0,000 | 0,000 | 52,7303 | 50,8162 | 0,9570782 |
| 2,38 | 0,000 | 0,000 | 50,8162 | 48,9715 | 0,9223243 |
| 2,40 | 0,000 | 0,000 | 48,9715 | 47,1938 | 0,8888332 |

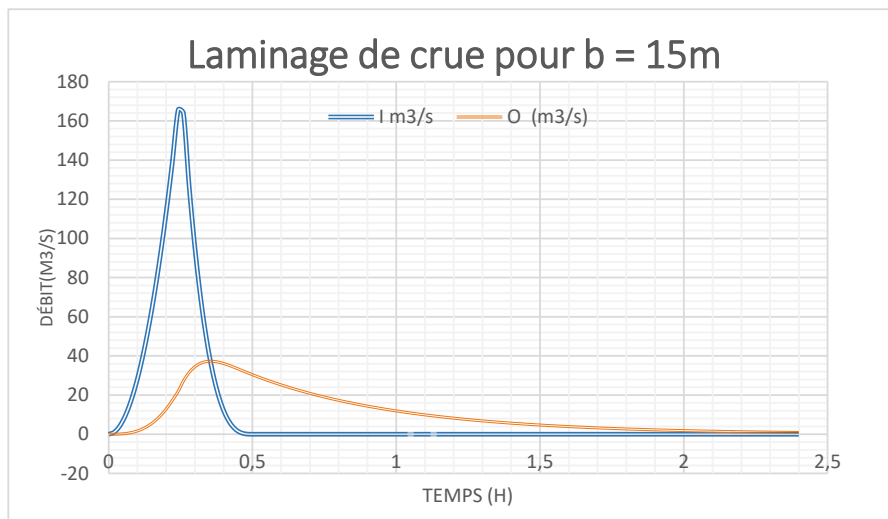


Figure III.16 – Hydrogramme d’entrée et de sortie pour une largeur de ($b = 50m$) du déversoir.

Nous refont le calcul précédent par la méthode de Muskingum pour différentes largeurs déversantes (Annexe).

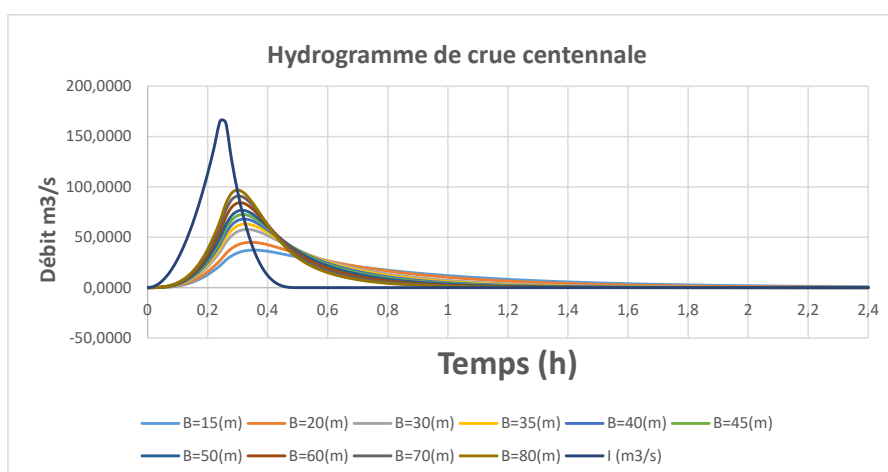


Figure III.17 – Hydrogramme de crue pour toutes les largeurs.

Tableau III.45 – Récapitulatif des résultats de calcul du laminage.

| Débit max entrant I (m^3/s) | Débit max sortant O (m^3/s) | Largeur du déversoir B (m) | Hauteur déversante Hd (m) | NPHE (m) | Volume Forcé (m^3) |
|------------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|----------------------------------|--------------|---------------------------|
| 165,599468 | 37,2575239 | 15 | 1,094 | 884,394 | 0,05847213 |
| 165,599468 | 44,9992732 | 20 | 1,024 | 884,324 | 0,05309682 |
| 165,599468 | 57,6525264 | 30 | 0,992 | 884,292 | 0,0506639 |
| 165,599468 | 63,0792646 | 35 | 0,883 | 884,183 | 0,04249124 |
| 165,599468 | 68,0917505 | 40 | 0,85 | 884,15 | 0,04005179 |
| 165,599468 | 72,6067673 | 45 | 0,821 | 884,121 | 0,03792138 |
| 165,599468 | 76,7293026 | 50 | 0,794 | 884,094 | 0,03594911 |
| 165,599468 | 84,0046958 | 60 | 0,747 | 884,047 | 0,03254166 |
| 165,599468 | 90,9851001 | 70 | 0,71 | 884,01 | 0,0298822 |
| 165,599468 | 96,8566594 | 80 | 0,678 | 883,978 | 0,02759845 |

6 CALCUL D'OPTIMISATION

Le calcul d'optimisation est fait dans le but de trouver la hauteur de la digue optimale qui va correspondre elle aussi à une largeur optimale de l'évacuateur. Pour ce faire on calcule le cout approximatif de l'ouvrage pour différentes largeurs déversantes ainsi que pour les différentes hauteurs de la digue.

6.1 Revanche

C'est la tranche au-dessus de la côte des plus hautes eaux, elle est déterminée en fonction de la hauteur des vagues H_v , la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue. Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formules de Setverson Gaillard :

$$R = 0,75H_V + \frac{V^2}{2g} \quad (\text{Formule de Gaillard}) \quad (\text{III.81})$$

$$H_V = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26\sqrt[4]{F} \quad (\text{Formule de Stevenson}) \quad (\text{III.82})$$

$$V = 1,5 + 2H_V \quad (\text{III.83})$$

Avec :

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

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch qui doit être inférieure à 18 km.
 $[F = 1Km]$.

A.N : $R = 1.13 m$.

b) Formules de Mallet Pacquant :

$$R = H_V + \frac{V^2}{2g} + S \quad (\text{III.84})$$

$$H_V = 0,5 + 0,33\sqrt{F} \quad (\text{III.85})$$

$$V = 1,5 + \frac{2}{3}H_V \quad (\text{III.86})$$

Avec :

S : Marge de sécurité, on la prend égale à 0.5 m.

$$H_V = 0,83m$$

$$V = 2,05m/s \quad \implies R = 1.54 m.$$

$$S = 0.5m$$

c) Formule simplifiée :

$$R = H_V + \frac{V^2}{2g} + S \quad (\text{III.87})$$

$$H_V = 0,5 + 0,33\sqrt{F} \quad (\text{III.88})$$

$$V = 1,5 + \frac{2}{3}H_V \quad (\text{III.89})$$

A.N : $R = 1.54 \text{ m}$

Pour des raisons de sécurité on prend une valeur de revanche R égale à $1,55\text{m}$.

6.2 Calcul du tassement

Le tassement est calculé grâce aux formules (III.90) et (III.91) :

$$T = 0.015 \times H_b \quad (\text{III.90})$$

$$T = 0.001 \times H_b^{\frac{3}{2}} \quad (\text{III.91})$$

Avec :

T : Tassement de la crête du barrage ;

H_b : Hauteur du barrage.

Les tassements sont estimés à $0,5\text{m}$.

6.3 Largeur en crête

La largeur de la crête dépend de plusieurs facteurs, notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein. La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules (III.92)–(III.95) :

$$Knappen : \quad B = 1.65H_b^{0.5} \quad (III.92)$$

$$Preece : \quad B = 1.1H_b^{0.5} + 1 \quad (III.93)$$

$$Simplifiée : \quad B = 3.6H_b^{\frac{1}{3}} - 3 \quad (III.94)$$

$$Pratique : \quad B = 5/3\sqrt{H_b} \quad (III.95)$$

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés dans le tableau III.47 :

$$H_b = C_{NNR} - C_{fond} + H_{d\grave{e}v} + R + T \quad (III.96)$$

Tableau III.46 – Variation de la hauteur du barrage.

| B (m) | H (m) | R (m) | T (m) | Côte de la crête (m) | H_b |
|--------------|--------------|--------------|--------------|-----------------------------|----------------------|
| 15 | 1,094 | 1,55 | 0,5 | 886,444 | 9,444 |
| 20 | 1,024 | 1,55 | 0,5 | 886,374 | 9,374 |
| 30 | 0,992 | 1,55 | 0,5 | 886,342 | 9,342 |
| 35 | 0,883 | 1,55 | 0,5 | 886,233 | 9,233 |
| 40 | 0,85 | 1,55 | 0,5 | 886,2 | 9,2 |
| 45 | 0,821 | 1,55 | 0,5 | 886,171 | 9,171 |
| 50 | 0,794 | 1,55 | 0,5 | 886,144 | 9,144 |
| 60 | 0,747 | 1,55 | 0,5 | 886,097 | 9,097 |
| 70 | 0,71 | 1,55 | 0,5 | 886,06 | 9,06 |
| 80 | 0,678 | 1,55 | 0,5 | 886,028 | 9,028 |

Tableau III.47 – Résultats des largeurs en crête.

| Formules utilisées | T. KNAPPEN | E.F. PREECE | SIMPLIFIÉE | PRATIQUE |
|-----------------------|------------|-------------|------------|----------|
| $B = 15(m)$ | 5,071 | 4,38 | 4,609 | 5,122 |
| $B = 20(m)$ | 5,052 | 4,368 | 4,591 | 5,103 |
| $B = 30(m)$ | 5,043 | 4,342 | 4,582 | 5,094 |
| $B = 35(m)$ | 5,014 | 4,336 | 4,552 | 5,064 |
| $B = 40(m)$ | 5,005 | 4,331 | 4,543 | 5,055 |
| $B = 45(m)$ | 4,997 | 4,326 | 4,535 | 5,047 |
| $B = 50(m)$ | 4,989 | 4,326 | 4,528 | 5,04 |
| $B = 60(m)$ | 4,977 | 4,318 | 4,515 | 5,027 |
| $B = 70(m)$ | 4,966 | 4,311 | 4,505 | 5,017 |
| $B = 80(m)$ | 4,958 | 4,305 | 4,496 | 5,008 |

Nous optons pour une largeur en crête de 4,6 m, car c'est la valeur moyenne des résultats donnés par les différentes méthodes.

6.4 Calcul des coûts

6.4.1 Estimation du coût de la digue

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, nous calculons les volumes de la digue correspondantes aux différentes largeurs déversantes en utilisant les formules (III.97)–(III.100).

$$V_b = \sum V_i \quad (\text{III.97})$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} L_i \quad (\text{III.98})$$

$$S_i = \frac{B_i + B_{i+1}}{2} H_i \quad (\text{III.99})$$

$$B_i = (m_1 + m_2) H_i + b_{cr} \quad (\text{III.100})$$

Avec :

V_i : Volume du barrage à la côte i ;

L_i : Distance entre deux coupes voisines ;

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i ;

V_i : Volume du barrage à la côte i ;

m_1, m_2 : Les fruits de talus ($m_1 = 1,8 ; m_2 = 2$) ;

H_i : Hauteur de la tranche au point i ;

b_{cr} : Largeur de crête ($b_{cr} = 4,6m$).

Tableau III.48 – Volume des terres pour une largeur déversante de 15 m.

| Section | $C_f(m)$ | $L_i (m)$ | $H_i(m)$ | $B_i(m)$ | $S_i(m^2)$ | $V_i(m^3)$ |
|---------|----------|-----------|----------|----------|------------|------------|
| 1 | 885,54 | 0 | 0,904 | 8,0352 | 11,523469 | 603,7415 |
| 2 | 883,06 | 14,28 | 3,384 | 17,4592 | 73,034165 | 1489,4743 |
| 3 | 880,89 | 13,13 | 5,554 | 25,7052 | 153,84691 | 2057,8993 |
| 4 | 879,84 | 10,52 | 6,604 | 29,6952 | 237,3887 | 4138,3604 |
| 5 | 876,55 | 12,11 | 9,894 | 42,1972 | 446,07297 | 6360,1637 |
| 6 | 875,03 | 14,39 | 11,414 | 47,9732 | 437,89697 | 4767,7514 |
| 7 | 880,087 | 16,5 | 6,357 | 28,7566 | 140,01229 | 1050,3675 |
| 8 | 883,63 | 12,33 | 2,814 | 15,2932 | 30,363623 | 158,79691 |
| 9 | 886 | 10 | 0,444 | 6,2872 | 1,3957584 | 3,489396 |
| | | | | | | 20630,044 |

Tableau III.49 – Coût de la digue pour différentes largeurs déversantes.

| Largeur déversante $B(m)$ | Volume $V_i(m^3)$ | Coût (DA) |
|---------------------------|-------------------|------------|
| 15 | 18247,611 | 21897133,3 |
| 20 | 17953,941 | 21544729,2 |
| 30 | 17812,549 | 21375058,9 |
| 35 | 17335,802 | 20802961,9 |
| 40 | 17192,95 | 20631539,7 |
| 45 | 17067,983 | 20481579,5 |
| 50 | 16954,478 | 20345373,6 |
| 60 | 16751,517 | 20101820,1 |
| 70 | 16594,585 | 19913501,7 |
| 80 | 16459,559 | 19751471,2 |

6.4.2 Coût de l'évacuateur de crues

Pour ce calcul, ils sont pris en compte les coûts du déversoir et du coursier, vu que le chenal d'écoulement et le bassin de dissipation gardent leur profil pour les différentes largeurs du déversoir.

6.4.3 Coût du déversoir

Nous optons pour la réalisation d'un déversoir type CREAGER, car il s'adapte mieux à l'écoulement de la lame d'eau pour diminuer les dangers des phénomènes hydrauliques qui peuvent engendrer des dégâts importants et provoquer la stabilité de l'ouvrage.

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant son profil pour la charge déversante à l'aide de l'équation (III.101)

$$\frac{Y}{H} = 0.47 \left(\frac{X}{Y} \right)^{1.8} \quad (\text{III.101})$$

Avec :

H : Charge sur le seuil (m);

Y : Ordonnée du profil (m).

Le volume du déversoir est donné par la formule (III.102).

$$V_d = S \times B \quad (\text{III.102})$$

Avec :

S : Section transversale (m^2);

B : Largeur du déversoir (m).

Tableau III.50 – Coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes.

| Largeur (m) | Volume $H_{dév}(m)$ | S_{trans} (m^2) | $V_{dév}$ (m^3) | Coût |
|-----------------|---------------------|-----------------------|---------------------|-------------|
| 15 | 1,094 | 1,638 | 24,570 | 859934,8548 |
| 20 | 1,024 | 1,694 | 33,886 | 1185999,476 |
| 30 | 0,992 | 1,724 | 51,733 | 1810655,858 |
| 35 | 0,883 | 1,840 | 64,387 | 2253546,767 |
| 40 | 0,850 | 1,879 | 75,159 | 2630561,131 |
| 45 | 0,821 | 1,916 | 86,200 | 3017007,211 |
| 50 | 0,794 | 1,951 | 97,574 | 3415088,639 |
| 60 | 0,747 | 2,019 | 121,126 | 4239409,74 |
| 70 | 0,710 | 2,077 | 145,359 | 5087553,512 |
| 80 | 0,678 | 2,130 | 170,435 | 5965240,636 |

- Le prix du mètre cube du béton est estimé à 35000 DA (HYDRO PROJET ,2018).

6.4.4 Estimation du coût du coursier

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire afin d'assurer les bonnes conditions de l'écoulement. La longueur approximative du coursier est de 60 mètres (selon le plan topographique).

6.4.5 Le volume du béton de coursier

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{coursier}} \quad (\text{III.103})$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale à 0.5m. Nous estimons que la largeur du coursier est égale à la largeur du déversoir.

Tableau III.51 – Coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes.

| Largeur (m) | Volume $H_{\text{dév}}(m)$ | $S_{\text{trans}} (m^2)$ | $V_{\text{dév}} (m^3)$ | Coût |
|-------------|----------------------------|--------------------------|------------------------|----------|
| 15 | 1,094 | 7,5 | 450 | 15750000 |
| 20 | 1,024 | 10 | 600 | 21000000 |
| 30 | 0,992 | 15 | 900 | 31500000 |
| 35 | 0,883 | 17,5 | 1050 | 36750000 |
| 40 | 0,850 | 20 | 1200 | 42000000 |
| 45 | 0,821 | 22,5 | 1350 | 47250000 |
| 50 | 0,794 | 25 | 1500 | 52500000 |
| 60 | 0,747 | 30 | 1800 | 63000000 |
| 70 | 0,710 | 35 | 2100 | 73500000 |
| 80 | 0,678 | 40 | 2400 | 84000000 |

6.4.6 Estimation du coût total

Le coût total est calculé par l'addition des coûts de la digue, du déversoir et du coursier. Le tableau [III.52](#) résume le coût total pour différentes largeurs du coursier.

Tableau III.52 – Coût total de l'ouvrage pour différentes largeurs du coursier.

| Largeur (m) | Coût de la digue (millions DA) | Coût de l'évacuateur de crue (millions DA) | Coût total (millions DA) |
|-------------|--------------------------------|--|--------------------------|
| 15 | 21,897 | 16,610 | 38,507 |
| 20 | 21,545 | 22,186 | 43,731 |
| 30 | 21,375 | 33,311 | 54,686 |
| 35 | 20,803 | 39,004 | 59,807 |
| 40 | 20,632 | 44,631 | 65,262 |
| 45 | 20,482 | 50,267 | 70,749 |
| 50 | 20,345 | 55,915 | 76,260 |
| 60 | 20,102 | 67,239 | 87,341 |
| 70 | 19,914 | 78,588 | 98,501 |
| 80 | 19,751 | 89,965 | 109,717 |

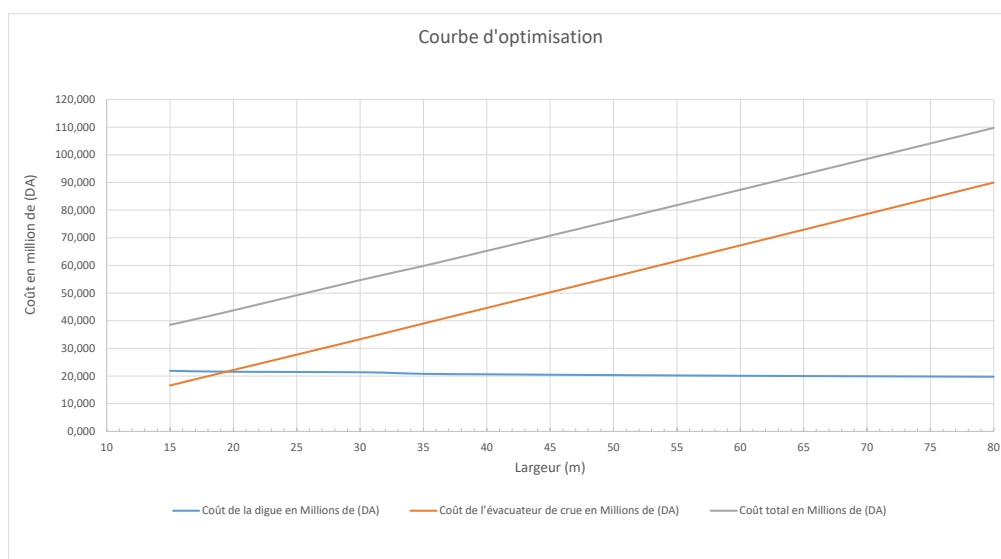


Figure III.18 – Courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur du déversoir.

Tableau III.53 – Coût total de l'ouvrage pour différentes largeurs du coursier.

| Désignation | Unités | Valeurs |
|----------------------|--------|---------|
| Volume mort | Mm^3 | 0,0701 |
| Volume utile | Mm^3 | 0,0861 |
| Volume au NNR | Mm^3 | 0.1562 |
| Côte NVM | $mNGA$ | 880.9 |
| Côte NNR | $mNGA$ | 883.3 |
| Largeur du déversoir | m | 20 |

Conclusion

Dans le présent chapitre, nous avons pu estimer les apports liquides et solides du bassin versant à l'aide de formules empiriques étant donné que le bassin n'est pas jaugé. Cela nous a permis de déterminer le profil général de la retenue et les différents volumes qui peuvent y être stockés. L'étude d'optimisation a permis la prise en considération de l'aspect économique de la réalisation.

IV

Étude des variantes de la digue

Sommaire

| | | |
|----------|---|------------|
| 1 | CHOIX DU SITE DE LA RETENUE | 111 |
| 2 | CHOIX DU TYPE DU BARRAGE | 111 |
| 3 | ÉTUDE DES VARIANTES POSSIBLES | 113 |
| 4 | DÉFINITION DU PROFIL GÉNÉRAL DU BARRAGE | 113 |
| 4.1 | Hauteur du barrage | 113 |
| 4.2 | Largeur en crête | 114 |
| 4.3 | Longueur en crête | 114 |
| 4.4 | Pente des talus | 114 |
| 4.5 | Bermes | 115 |
| 4.6 | Revêtement de la crête et des talus de la digue | 115 |
| 4.7 | Calcul de l'épaisseur de Rip-rap | 116 |
| 5 | ÉTANCHÉITÉ DU BARRAGE | 117 |
| 5.1 | Le noyau pour la deuxième variante | 117 |
| 5.2 | Étanchéité de la fondation | 121 |
| 6 | DISPOSITIF DES DRAINS ET FILTRES | 121 |
| 6.1 | Les drains | 121 |
| 6.2 | Les Filtres | 124 |
| 7 | ÉTUDE COMPARATIVE | 125 |
| 7.1 | Calcul des volumes | 125 |
| 7.2 | Évaluation du prix total des différents matériaux | 126 |
| | Conclusion | 127 |

Les barrages en terre ont la particularité d'être constitués par des matériaux de construction de caractéristiques très diverses, contrairement aux autres types de barrages (barrages en béton ou en enrochements), dont les matériaux constitutifs restent contenu dans des fourchettes beaucoup plus étroites[6].

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de cette étude, en effet c'est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponible au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes et d'en écarter d'autres.

1 CHOIX DU SITE DE LA RETENUE

En plus de la topographie, la géologie et l'hydrologie, l'axe du barrage est toujours choisi conformément et exclusivement aux conditions et critères économiques, sécuritaire et de facilités d'exécution de l'ouvrage. En d'autres termes le choix de l'axe est conditionné par :

- la projection de l'axe doit être, dans la mesure du possible, perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau ;
- la projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement ;
- l'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible.

2 CHOIX DU TYPE DU BARRAGE

Les barrages en remblai sont des barrages constitués d'un matériau meuble, qu'il soit très fin ou très grossier (enrochements). Cette famille regroupe plusieurs catégories, très différentes. Les différences proviennent des types de matériaux utilisés, et de la méthode employée pour assurer l'étanchéité.

Les principaux paramètres à prendre en considération dans le choix du type de barrage sont :

- **Topographie du site :** L'analyse du site, du point de vue topographique consiste, en premier lieu, à vérifier si l'axe choisi autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant. En second lieu, vérifier la possibilité d'implantation du barrage et ces ouvrages annexes.
- **Morphologie de la vallée :** Tout barrage est nécessairement lié à son environnement. La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site du barrage et du type d'ouvrage le mieux adapté. Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit, précédé à l'amont par un élargissement de la vallée, à condition que les appuis du barrage soient sains (loin des zones d'éboulement ou de glissement). Ce type de site n'est pas évident à trouver, à cause de leurs raretés dans la nature, ou parce que le choix du site n'obéit pas toujours aux seules considérations techniques. Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai. Un site étroit conviendra le mieux à un barrage poids, mais un site encore plus étroit conviendrait à une voûte lorsque les fondations le permettent.
- **Géologie et conditions de fondation :** La nature, la résistance, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées dans le bassin versant, constituent un ensemble de facteurs permettant la détermination du type de barrage à implanter. En règle générale, les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous types de barrages, les fondations graveleuses conviennent aux barrages en terre ou en enrochement. Par contre les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre.

Matériaux disponibles : La disponibilité sur le site, ou à proximité, de matériaux utilisables pour la construction d'un barrage a une incidence considérable, souvent même prépondérante sur le choix du type de barrage. La possibilité d'extraire des matériaux tels que les agrégats, les liants et les enrochements pour le remblai ou pour la protection des talus de l'emprise du barrage, permet d'accroître la capacité

de stockage. En outre, cela minimise généralement les coûts de transport et de remise en état des zones d'emprunts.

3 ÉTUDE DES VARIANTES POSSIBLES

En se basant sur l'étude géologique et géotechnique, et en prenant compte des différents critères cités ci-dessus, seul un barrage en matériaux locaux peut être envisagé. Vu que les résultats de l'étude géologique et géotechnique ont permis d'identifier la fondation comme étant des argiles marneuses. Et plusieurs zones d'emprunt potentielles ont pu être localisées à l'issus des investigations géotechniques.

À partir de ce qui a été dit dans le paragraphe précédent, trois variantes peuvent être adoptées dans notre cas à savoir :

- Barrage en terre homogène (argile) ;
- Barrage en terre zoné ;
- Barrage en enrochement a masque en béton.

4 DÉFINITION DU PROFIL GÉNÉRAL DU BARRAGE

4.1 Hauteur du barrage

4.1.1 Calcul de la revanche

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche, cependant on prend la valeur qui a été calculée préalablement dans l'étude d'optimisation qui est de $1,55\text{ m}$. Ce qui fait que la hauteur du barrage est de $9,374\text{ m}$. Rappelons que les tassements ont été estimés à $0,5\text{ m}$.

4.2 Largeur en crête

La largeur en crête est calculée dans l'étude d'optimisation et elle est de 4,6 m.

4.3 Longueur en crête

La longueur en crête est obtenue à partir du plan de l'aménagement, elle est égale à : $L = 103,26$ m.

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, Nous donnons des pentes qui paraissent optimales, comme le montre le tableau IV.1 :

Tableau IV.1 – Valeurs indicatives des pentes des talus.

| Hauteur du barrage (m) | type du barrage | Fruit des talus (m/m) | |
|------------------------|----------------------------------|-----------------------|------|
| | | Amont | Aval |
| $H < 5$ | - Homogène | 2.5 | 2.0 |
| | - A zones | 2.0 | 2.0 |
| $5 < H < 10$ | - Homogène granulométrie étendue | 2.0 | 2.0 |
| | - Homogène à font % d'argile | 2.5 | 2.5 |
| | - A zones | 2.0 | 2.5 |
| $10 < H < 20$ | - Homogène granulométrie étendue | 2.5 | 2.5 |
| | - Homogène à font % d'argile | 3.0 | 2.5 |
| | - A zones | 3.0 | 3.0 |
| $H \geq 20$ | - Homogène granulométrie étendue | 3.0 | 3.0 |
| | - A zones | 2.5 | 3.0 |

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage, nous optons pour :

- Parement amont $m_1 = 3 m$;
- Parement aval $m_2 = 2,5 m$.

Ce choix va être vérifié après avec le calcul de la stabilité.

4.5 Bermes

Pour une digue qui dépasse les 15 m de hauteur, nous sommes contraint de prévoir des bermes, qui auront un rôle dans la réalisation et la répartition des talus. En outre elles assurent une stabilité à la digue et réduisent la vitesse des eaux qui glissent sur la surface du talus aval, contribuant ainsi à éviter l'érosion. Elles servent d'appui aux revêtements des talus « amont et aval ». Etant donné que notre digue n'atteint pas 15 m. Dans notre cas les bermes ne seront pas prévues.

4.6 Revêtement de la crête et des talus de la digue

a) Protection de la crête :

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

b) Le talus aval :

Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement à réaliser, immédiatement, après l'achèvement des travaux de terrassements tout en ayant soins, de recouvrir le parement d'une couche d'enrochement d'épaisseur de 20 cm.

c) Le talus amont :

Il sera protégé par un parement en Rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leurs vitesses de propagations V . Et ça pour empêcher l'érosion et les dégâts pouvant résulter de l'action des vagues.

4.7 Calcul de l'épaisseur de Rip-rap

4.7.1 Méthode T.V.A (Tennessee-Valley-Authority)

Cette méthode déterminée par la formule (IV.1)

$$e = c \times V^2 \quad (\text{IV.1})$$

Avec :

- e : Épaisseur de l'engrochement (m);
- V : Vitesse de propagation des vagues (m/s) déterminée par la formule de Gaillard $V = 3.16m/s$;
- C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et de du poids spécifique du matériau d'engrochement.

Les valeurs de C sont données dans le tableau IV.2

Tableau IV.2 – Valeurs indicatives des pentes des talus.

| Fruits des talus | Valeur de C en fonction du poids spécifique | | |
|------------------|---|-------------------|-------------------|
| | $\gamma_s = 2.5$ | $\gamma_s = 2.65$ | $\gamma_s = 2.80$ |
| 12 : 1 | 0.027 | 0.022 | 0.020 |
| 4 : 1 | 0.027 | 0.024 | 0.022 |
| 3 : 1 | 0.028 | 0.025 | 0.023 |
| 2 : 1 | 0.031 | 0.028 | 0.026 |

Nous avons un poids spécifique du Rip-rap $\theta = 2,65KN/m^3$ et une pente égale à 1/3. D'où La valeur de C est égale à 0.025. Donc, nous obtenons une épaisseur d'engrochement $e = 0.25 m$.

4.7.2 Méthode de (U.S.ARMY)

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

Tableau IV.3 – Épaisseur de l'enrochement et d_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.

| Hauteur des vagues (m) | Épaisseur minimale de la couche (m) | D_{50} (cm) |
|----------------------------|---|-------------------|
| 0.0 - 0.3 | 0.30 | 0.2 |
| 0.3 - 0.6 | 0.40 | 0.2 |
| 0.6 - 1.2 | 0.45 | 0.3 |
| 1.2 - 1.8 | 0.55 | 0.3 |
| 1.8 - 2.4 | 0.70 | 0.4 |
| 2.4 - 3.0 | 0.80 | 0.4 |

Dans notre cas, $0.6\ m < H = 0,83\ m < 1.2\ m$. Donc $e = 0.45\ m$ et $D = 0.30\ m$.

En comparant les résultats obtenus, on opte pour une épaisseur de $e = 0,45\ m$ avec un diamètre moyen de $d_m = 30\ cm$. Donc une protection du talus amont d'une épaisseur de $45\ cm$ d'enrochement avec $30\ cm$ de filtre.

5 ÉTANCHÉITÉ DU BARRAGE

5.1 Le noyau pour la deuxième variante

Le noyau est utilisé pour assurer l'étanchéité des barrages zonés. Il est composé de matériaux argileux compactés. Il est disposé d'une manière verticale au centre du barrage empêchant l'eau de passer à travers le corps de la digue limitant ainsi sensiblement le débit de fuite. Pour assurer une bonne étanchéité le noyau doit atteindre le substratum.

5.1.1 Dimensionnement du noyau

a) **La hauteur du noyau :**

La hauteur du noyau est déterminée par la formule (IV.2) :

$$H_n = H_b - 1 \quad (IV.2)$$

Avec :

H_n : Hauteur du barrage (m) ;

H_b : Hauteur du noyau (m).

A.N : $H_n = 8.37 \text{ m}$

b) **La largeur en crête du noyau:**

La largeur en crête du noyau est donnée par la formule (IV.3) :

$$L_{c.n} = \frac{H_b}{6} \quad (IV.3)$$

A.N : $L_{c.n} = 1.56 \text{ m}$

c) **Classification de l'ouvrage :**

La classification prend en considération la hauteur de l'ouvrage, sa fondation et les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. En pour connaître la classe de notre barrage nous avons le tableau IV.4.

Tableau IV.4 – Classe du barrage en terre en fonction du type de fondation.

| Type de sols de fondation | Classe du Barrage | | | |
|--|------------------------|----------|---------|-----|
| | I | II | III | IV |
| | Hauteur du Barrage (m) | | | |
| Sols rocheux | >100 | 70 - 100 | 25 - 70 | <25 |
| Sablonneux, pierreux, argileux non plastique | 75 | 35 - 75 | 25-35 | <15 |
| Terrain argileux plastique | >50 | 25 - 50 | 15 - 25 | <15 |

D'après le tableau, notre barrage appartient à la classe IV.

d) Les fruits des talus :

Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau. La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges puis procéder à la vérification de la condition (IV.4) suivante :

$$\frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \quad (IV.4)$$

$$\Delta H = H_2 - H_1 \quad (IV.5)$$

Avec :

ΔH : Différence de charge entre l'amont et l'aval (m);

H_1 : Hauteur d'eau à l'aval (m);

H_2 : Hauteur d'eau à l'amont (m) correspondant au NPHE. $H_2 = 7.32 m$;

I_{adm} : Gradient hydraulique admissible du noyau. Il est donné en fonction de la nature du sol de fondation ;

b_{moy} : La largeur moyenne du noyau (m).

Les différentes valeurs du gradient admissible sont portées dans le tableau IV.5.

Tableau IV.5 – Valeurs indicatives des pentes des talus.

| Type du sol | Classe de l'ouvrage | | | |
|----------------|---------------------|------|------|------|
| | I | II | III | IV |
| Argiles | 1.50 | 1.50 | 1.80 | 1.95 |
| Limon | 1.05 | 1.15 | 1.25 | 1.35 |
| Sable | 0.70 | 0.80 | 0.90 | 1.00 |
| Sable limoneux | 0.51 | 0.65 | 0.75 | 0.85 |
| Sable fin | 0.45 | 0.55 | 0.65 | 0.75 |

L'ouvrage repose sur des argiles et il appartient à la classe **IV**, donc nous prenons $I_{adm} = 1,95$.

D'après l'équation (IV.6), nous avons :

$$b_{moy} \geq \frac{\Delta H}{I_{adm}} = \frac{H_1}{I_{adm}} \quad (\text{IV.6})$$

A.N : $b_{moy} \geq \frac{7.37}{1.95}$.

$b_{moy} \geq 3.78$.

Dans la suite du calcul la valeur de b_{moy} sera prise égale à 5,5 m.

Pour calculer la largeur de la base du noyau, nous utilisons la formule(IV.7).

$$L_B = 2 \times b_{moy} - L_{c,n} \quad (\text{IV.7})$$

Avec :

b_{moy} : Largeur moyenne du noyau (m) ;

$L_{c,n}$: Largeur en crête du noyau (m) ;

L_B : Largeur à la base du noyau (m).

A.N : $L_B = 8.44$ m.

D'autre part la largeur de la base peut s'exprimer avec une autre formule en fonction des fruits de talus d'où :

$$L_B = 2 \times m \times H_n + L_{c,n} \quad (\text{IV.8})$$

$$m = \frac{L_B - L_{c,n}}{2 \times H_n} \quad (\text{IV.9})$$

Avec :

m : Fruit de talus ;

H_n : Hauteur du noyau (m) ;

$L_{c,n}$: Largeur en crête du noyau (m);

L_B : Largeur à la base du noyau (m).

A.N : $m = 0.41$.

e) **La côte en crête du noyau:**

$$C_{c,n} = C_{fond} + H_n \quad (IV.10)$$

Avec :

$C_{c,n}$: Côte en crête du noyau (m);

C_{fond} : Côte de fond (m);

H_n : Hauteur du noyau (m).

A.N : $C_{c,n} = 877 + 8.374 = \mathbf{885.374\ m\ NGA}$.

5.2 Étanchéité de la fondation

Pour les deux premières variantes une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de l'argile. Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue.

La clé d'étanchéité est constituée d'argiles compactées dans les deux variantes. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de $2.5\ m$. La pente des talus de la clé d'étanchéité est $m = 1$.

Pour la 3^{ème} variante l'étanchéité de la fondation est assurée par l'ancrage du masque amont jusqu'au substratum.

6 DISPOSITIF DES DRAINS ET FILTRES

6.1 Les drains

Le drainage interne est d'une importance vitale pour la fiabilité et la sécurité des barrages en remblai, tout au long de leur vie. La fonction principale des drains est

la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage[7]. Il y aura abaissement de la ligne de saturation, diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle, et accélération de la consolidation. Dans le cas où un système de drainage est défaillant, les résurgences sur le talus aval peuvent provoquer une érosion entraînant la rupture du barrage.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir normalement une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé. Le gravier, de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si elle est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée. Ces matériaux sont disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée (drain vertical). Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et en conséquence soigneusement lavés si nécessaire.

6.1.1 Dimensionnement du drain tapis

Le drain tapis est habituellement disposé dans la partie amont du barrage, en contact de la fondation. Il est mis en place afin d'intercepter les infiltrations à travers le massif et permettre ainsi le rabattement de la ligne phréatique à l'intérieur de ce dernier. Le drain recouvre le quart voir le tiers de l'emprise du barrage.

$$L_d = \frac{L_b}{3} \quad (\text{IV.11})$$

Avec :

L_d : Longueur du drain tapis (m);

C_{fond} : Longueur transversale du barrage ($56,16 m$).

A.N : $L_d = 18.72 m$.

6.1.2 Dimensionnement du drain vertical

Le drain vertical est souvent placé au centre du barrage avec une largeur de rideau d'un mètre minimum. Les eaux interceptées par ce drain sont évacuées par un drain tapis filtrant, ou bien par un réseau de tuyaux parallèles drainant ainsi les fondations.

$$H_d = H_{NNR} + 0.2 \quad (\text{IV.12})$$

Avec :

H_d : Hauteur du drain vertical (m);

H_{NNR} : Hauteur niveau normal de la retenue (m).

A.N : $H_d = 6.5 \text{ m}$.

On admet des épaisseurs de 1 m pour le gravier et $0,2 \text{ m}$ pour le sable.

6.1.3 Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme)

a) **Hauteur:**

$$H_p = (0.15 \div 0.2) \times H_b \quad (\text{IV.13})$$

Avec :

H_p : Hauteur du prisme de drainage (m);

H_b : Hauteur du barrage (m).

A.N : $H_p = 0.2 \times 9.37$.

$H_p = 1.87 \text{ m}$.

b) **Fruits de talus:**

$m_1 = (1 \div 2); m_2 = (1.5 \div 2.5)$.

Nous adoptons des fruits de talus : $m_1 = m_2 = 1.5$.

c) **Largeur au sommet :**

La largeur du prisme est donnée par la formule (IV.14) :

$$b_p = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4}\right) \times H_p \quad (\text{IV.14})$$

Avec :

H_p : Hauteur du prisme de drainage (m);

b_p : Largeur du prisme (m).

Nous prenons : $b_p = \frac{1}{3} \times H_p$; ce qui donne : $b_p = 0.62 \text{ m}$

6.2 Les Filtres

Les filtres sont constitués de couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les terres drainées.

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établis par BERTRAM (Université de Harvard), basés sur les conditions de TERZAGHI, perfectionnés en suite par les travaux du corps d'ingénieurs de l'année et le bureau de réclamation des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

6.2.1 Critères de conception

- **Condition d'entraînement des particules fines pour le phénomène de renard :**

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{85}(\text{sol})} \leq (4 \div 5) \quad (\text{IV.15})$$

- **Condition de perméabilité :**

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{15}(\text{sol})} \leq (4 \div 5) \quad (\text{IV.16})$$

- **Condition de parallélisme des courbes granulométriques :**

$$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{d_{50}(\text{sol})} \leq 25 \quad (\text{IV.17})$$

- **Condition d'uniformité du filtre :**

$$\frac{D_{60}(\text{filtre})}{d_{10}(\text{sol})} \leq 20 \quad (\text{IV.18})$$

Commentaire : Pour assurer la fonction de drainage, nous avons opté pour :

- Un drain vertical relié à un tapis drainant et un drain prisme pour la première variante (barrage homogène).

- Un drain prisme pour la deuxième variante (barrage zoné).
- La troisième variante (barrage à masque amont), ne nécessite pas de drainage pour la digue car elle est totalement étanche mais des puits drainants sous le massif rocheux sont prévus pour dissiper les sous pressions de la fondation si nécessaire.

Pour ce qui est des filtres, les épaisseurs minimales recommandées sont :

- Couches horizontales de sable : 0,15 m.
- Couche horizontales de graviers : 0,30 m.
- Couches verticales ou inclinées : 0,50 m.

7 ÉTUDE COMPARATIVE

Une étude comparative entre les différents volumes de matériaux nécessaires à la réalisation de chaque variante proposée paraît nécessaire pour choisir la variante la plus adéquate et la plus économique.

7.1 Calcul des volumes

Le volume de la digue est obtenu en utilisant les formules (IV.19), (IV.20), (IV.21), (IV.22) et (IV.23).

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{cp} \quad (\text{IV.19})$$

$$S_i = \frac{B_{pi} + b_{cr}}{2} \times H_i \quad (\text{IV.20})$$

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) \times H_{bi} \quad (\text{IV.21})$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times L_i \quad (\text{IV.22})$$

$$V_b = \sum V_i \quad (\text{IV.23})$$

Avec :

- H_{bi} : hauteur de la digue (m);
- N_{cr} : Côte de la crête du barrage (m);
- N_{cpi} : Côte du pied du barrage dans la section i (m);
- S_i : Section transversale du barrage pour la coupe i (m^2);
- B_{pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section i (m);
- b_{cr} : Largeur en crête du barrage (m);
- m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval.
- L_i : Distance horizontale séparant deux section successives S_i et S_{i+1} (m);
- V_i : Volumes partiels (m^3);
- V_b : Volume total du barrage (m^3).

7.2 Évaluation du prix total des différents matériaux

7.2.1 Barrage homogène

Étant donné que la retenue a une hauteur de 9,374 m , les fruits de talus sont pris respectivement $m_1 = 3$ et $m_2 = 2,5$. Le tableau IV.6 résumera le coût de la réalisation de la première variante.

Tableau IV.6 – Coût de la digue (1^{ère} variante).

| Matériaux | Quantité (m^3) | Prix Unitaire (DA) | Coût (DA) | Total (DA) |
|----------------------|--------------------|---------------------------|---------------|----------------------|
| V. Recharge (argile) | 28.572,40 | 700 | 20.000.678,27 | 23.261.109,55 |
| V. Gravier total | 1.333,13 | 1200 | 1.599.752.,64 | |
| V. Sable total | 266,63 | 1200 | 319.950,53 | |
| V. Rip-rap | 893,82 | 1500 | 1.340.728,11 | |

7.2.2 Barrage zoné

Tout comme la première variante les fruits de talus sont pris $m_1 = 3$ et $m_2 = 2,5$. Le tableau IV.7 résumera le coût de la réalisation de la deuxième variante.

Tableau IV.7 – Coût de la digue (2^{ème} variante).

| Matériaux | Quantité (m^3) | Prix Unitaire (DA) | Coût (DA) | Total (DA) |
|------------------|--------------------|-----------------------|---------------|----------------------|
| V. Noyau | 1.483,26 | 700 | 1.038.285,03 | 30.814.953,24 |
| V. Recharges | 19.649,95 | 1400 | 27.509.927,01 | |
| V. Gravier total | 643,05 | 1200 | 771.660,57 | |
| V. Rip-rap | 893,82 | 1500 | 1.340.728,11 | |
| V. Sable total | 128,63 | 1200 | 154.352,51 | |

7.2.3 Barrage en enrochements

Pour la variante du barrage en enrochements, Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau IV.8.

Tableau IV.8 – Coût de la digue (3^{ème} variante).

| Matériaux | Quantité (m^3) | Prix Unitaire (DA) | Coût (DA) | Total (DA) |
|-------------|--------------------|-----------------------|---------------|----------------------|
| V. Recharge | 28.576,31 | 1400 | 40.006.828,18 | 50.988.628,19 |
| V. Béton | 610,09 | 18.000 | 10.981.800,00 | |

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons effectué une étude comparative des trois variantes de la digue. Techniquement, les trois variantes étudiées sont faisables. Toutefois, et d'un point de vue économique, la variante de la digue en terre homogène possède le coût d'exécution le plus bas. Aussi, la disponibilité des matériaux fins nécessaires sur place ainsi que la facilité d'exécution de ce type de digue représentent un atout pour cette

variante. C'est pour cela que la digue homogène se présente comme le choix le mieux adapté dans notre cas.

V

Étude de stabilité de la digue

Sommaire

| | | |
|----------|--|------------|
| 1 | GÉNÉRALITÉS SUR L'ÉTUDE DE STABILITÉ DES PENTES (BARRAGE) | 130 |
| 1.1 | Conséquences de l'instabilité des talus | 131 |
| 2 | COEFFICIENTS DE STABILITÉ ADMISSIBLES | 131 |
| 3 | GLISSEMENT DES TALUS | 132 |
| 3.1 | Ordre de calcul (Méthode des tranches) | 132 |
| 4 | CALCUL DES FORCES APPLIQUÉES SUR CHAQUE TRANCHE | 135 |
| 4.1 | Forces agissantes sur une tranche | 135 |
| 4.2 | Classement des forces | 137 |
| 4.3 | Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement | 138 |
| 5 | ÉTUDE DE STABILITÉ ET D'INFILTRATION DANS LE CORPS DE LA DIGUE (LOGICIEL GEOSTUDIO) | 140 |
| 5.1 | Étude d'infiltration | 140 |
| 5.2 | Étude de stabilité des talus | 142 |
| | Conclusion | 144 |

Après avoir choisi la variante adéquate et arrêté le profil générale de la digue, une étude de stabilité est nécessaire pour vérifier si l'ouvrage conçu est en mesure de résister aux différentes sollicitations et de confirmer certains choix concernant la géométrie de l'ouvrage.

1 GÉNÉRALITÉS SUR L'ÉTUDE DE STABILITÉ DES PENTES (BARRAGE)

L'étude de la stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir essentiellement à la définition de la géométrie de l'ouvrage (pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer[8].

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes utilisées plus généralement pour l'étude des pentes en mécanique des sols, les plus courantes étant celles de Fellenius, Bishop, Spencer, Janbu. Mais la méthode grapho-analytique de **FELLENIUS** appelée « méthode des tranches » est la plus utilisée.

Dans le cas des barrages, la vérification de la stabilité des pentes de talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation. Elle doit être vérifiée pour les trois configurations suivantes :

- **Etat normal en service** : Retenue pleine : le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités.
- **Fin de construction** : Pas encore d'action de la retenue, mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées ; cas souvent dimensionnant pour le talus aval.
- **Fin de vidange rapide** : Après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont.

1.1 Conséquences de l'instabilité des talus

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

2 COEFFICIENTS DE STABILITÉ ADMISSIBLES

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste à déterminer le coefficient de stabilité « K » qui est égal au rapport du moment des forces de stabilité sur le moment des forces de basculement (forces motrices), par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau V.1.

Tableau V.1 – Coefficient de stabilité admissible des talus.

| Combinaison des charges et actions | Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en terres selon leurs classes | | | |
|------------------------------------|--|-------------|-------------|-------------|
| | I | II | III | IV |
| Fondamentales | 1.30 – 1.20 | 1.20 – 1.15 | 1.15 – 1.10 | 1.10 – 1.05 |
| Singulières | 1.10 – 1.05 | 1.10 – 1.05 | 1.05 | 1.05 |

Notre ouvrage est de classe IV. Les coefficients de stabilité admissibles sont donc les suivants :

- Sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,05 - 1,1$.
- Avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05$.

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, nous calculons le coefficient de sécurité sans et avec séisme, puis nous les comparons aux coefficients de sécurité admissibles afin de vérifier la stabilité de nos talus.

3 GLISSEMENT DES TALUS

Il existe plusieurs types de glissement tels que le glissement circulaire sur un talus, glissement en cascade et glissement puits renard.

Dans le premier type, le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau qui la constitue présente des caractéristiques mécaniques médiocres. Pour les deux autres types, ils se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.

3.1 Ordre de calcul (Méthode des tranches)

La méthode de **FELLENIOUS** appelée « méthode des tranches » est une méthode Grapho-Analytique qui consiste à déterminer le coefficient de sécurité du talus, cette méthode découpe le cercle de glissement à plusieurs tranches et étudie chaque tranche seule.

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 \times H_b \quad (\text{V.1})$$

$$R_2 = K_2 \times H_b \quad (\text{V.2})$$

Avec :

H_b : Hauteur totale du barrage (m);

$(K_1; K_2)$: Sont déterminés d'après le tableau V.2 en fonction de pentes de talus.

Tableau V.2 – Coefficient de stabilité admissible des talus.

| PENTE DE TALUS | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|-----------------------|------|------|-----|------|-----|-----|
| $K_1 = R_1 \div H_b$ | 0.75 | 0.75 | 1.0 | 1.5 | 2.2 | 3 |
| $K_2 = R_2 \div H_b$ | 1.5 | 1.75 | 2.3 | 3.75 | 4.8 | 5.5 |

Le centre des rayons étant le point « B ».

Dans notre cas :

Tableau V.3 – Les valeurs de K_1 , K_2 et R_1, R_2 qui correspondent à notre ouvrage.

| TALUS | PENTE DE TALUS | K_1 | K_2 | $R_1 (M)$ | $R_2 (M)$ |
|--------------|-----------------------|-------|-------|-----------|-----------|
| Aval | 2.5 | 0,938 | 2,188 | 8,8 | 20,51 |
| Amont | 3 | 1 | 2,30 | 9,37 | 21,56 |

L'intersection des rayons $R_1 ; R_2$ avec les deux lignes (verticale, inclinée) nous donne la zone des cercles. Nous traçons ensuite une courbe de rayon R et indiquons le centre de glissement O . Nous partageons la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur de :

$$b = (10\%) \times R \quad (V.3)$$

Les épaisseurs min et max des tranches pour le coté Amont. A.N : $b_{min} = 0.88m$
 $b_{max} = 2,05m$

Nous optons pour une épaisseur de 1.4 m dans le coté amant.

Les épaisseurs min et max des tranches dans le coté Aval. A.N : $b_{min} = 0.94 m$
 $b_{max} = 2,16 m$

Nous optons pour une épaisseur de 1.3 m pour le coté aval.

Nous marquons toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement.

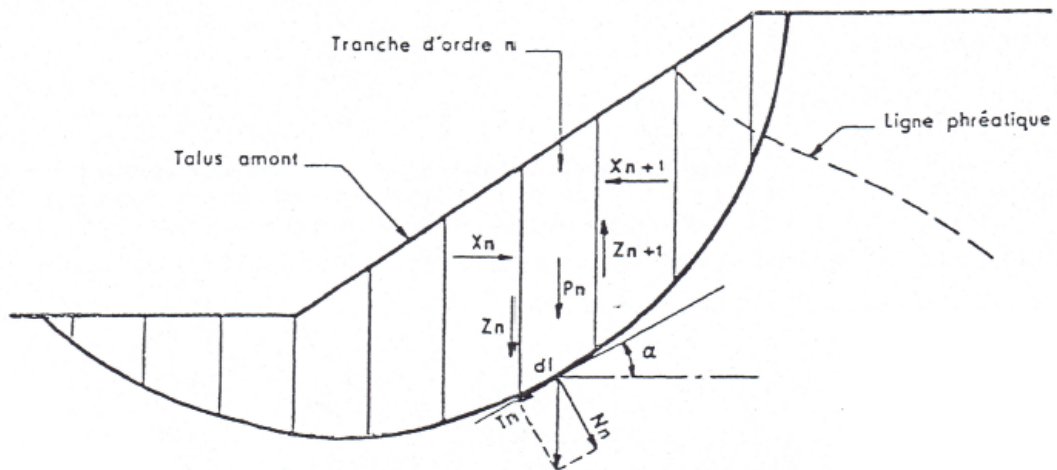


Figure V.1 – Méthode des tranches “la méthode de **FELLENIOUS**[1].

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G » ;
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F » ;
3. Forces de pressions interstitielles ;
4. Forces de Cohésion ;
5. L’effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

a) **Composante normale (forces stabilisatrices):**

$$N = G_n \times \cos \alpha \quad (V.4)$$

b) **Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :**

$$T = G_n \times \sin \alpha \quad (V.5)$$

Avec :

α : angle d’inclinaison du pied de la tranche par rapport à l’horizontal.

4 CALCUL DES FORCES APPLIQUÉES SUR CHAQUE TRANCHE

4.1 Forces agissantes sur une tranche

4.1.1 Force de pesanteur

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche. Elle est donnée par la formule (V.6) :

$$G_n = b \times (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2) \quad (\text{V.6})$$

Avec :

h_1, h_2 : Hauteurs des tranches;

γ_1 : Densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation. (γ_d : densité sèche);

γ_2 : Densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation. (γ_{sat} : densité des matériaux de construction à l'état saturé);

b : Largeur de la tranche.

Cette force a deux composantes :

a) Composante Horizontale:

c'est une force normale stabilisatrice).

$$N_n = G_n \times \cos \alpha \quad (\text{V.7})$$

b) Composante verticale:

c'est une force déstabilisatrice tangentielle au cercle de glissement.

$$T_n = G_n \times \sin \alpha \quad (\text{V.8})$$

Avec :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section dévisée}}{\text{nombre total des tranches}} \quad (\text{V.9})$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha} \quad (\text{V.10})$$

Dans le cas d'un vidange rapide, on utilise pour le calcul du poids de la tranche la densité déjàugée.

$$\gamma' = (\gamma_{sat} - 1) \quad (\text{V.11})$$

4.1.2 Forces de pression interstitielle

Dans le cas où le réservoir est plein la force de pression interstitielle se calcule par la formule (V.12) :

$$P = U \times dl = \gamma_w \times h \times dl \quad (\text{V.12})$$

Avec :

U : Pression interstitielle s ;

dl : Longueur en arc de la tranche ;

γ_w : poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 1 \text{ KN/m}^3$) ;

h : Hauteur de la tranche.

4.1.3 Forces de cohésion

$$F_C = C \times dl \quad (\text{V.13})$$

Avec :

C : Cohésion du sol considéré.

4.1.4 Forces dues au séisme

Ces forces sont considérées horizontales, appliquées aux centres des tranches et sont dues à l'accélération du mouvement provoqué par le séisme.

$$T = a \times G_n \quad (\text{V.14})$$

Avec :

a : Coefficient de séisme ;

G_n : Poids de la tranche.

4.2 Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

4.2.1 Les forces stabilisatrices

a) Force de frottement :

$$F1 = Nn \times \tan \varphi - U \times dl \times \tan \varphi \quad (\text{V.15})$$

Avec :

φ : Angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontal ;

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b) Force de cohésion :

$$dl = \frac{b}{\cos(\alpha)} \quad (\text{V.16})$$

Avec :

b : Largeur de la tranche.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_S = [(Nn - U.dl) \tan \varphi + c.dl] .R \quad (\text{V.17})$$

Avec :

R : rayon de la courbe de glissement.

4.2.2 Les forces déstabilisatrices (motrices)

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle au cercle de glissement, elle tend à faire glisser la tranche du talus vers le bas.

Le moment de ces forces par rapports au centre du cercle de glissement est donné par la formule (V.18) :

$$M = R \times \sum_{i=1}^n T_n \quad (\text{V.18})$$

Dans le cas d'un séisme il y a une force particulière décomposé horizontale et vertical qui tend à faire vibrer la tranche du talus. Le moment de cette force est :

$$M_V = k_V \times G_n \times dn \quad (\text{V.19})$$

$$M_H = k_H \times G_n \times dn \quad (\text{V.20})$$

4.3 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

4.3.1 Calcul du Ks (coefficient de sécurité)

Le coefficient K_s est le rapport du moment des forces stabilisatrices sur les moments des forces motrices par rapport au centre de glissement donné par **FELLENIOUS** :

$$K_S = \frac{\sum(Nn - P) \tan \varphi + \sum C.dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n.dn} \quad (\text{V.21})$$

Avec :

dn : la distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement ;

R : c'est le rayon du cercle de glissement.

En cas de fin de construction de la retenue ($P = 0 \text{ kpa}$), on vérifie la stabilité avec et sans l'effet du séisme.

a) Avec effet de séisme :

$$K_{as} = \frac{\sum G_n \cdot \cos \alpha_n \cdot \tan \varphi + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \cdot \sin \alpha_n + \frac{1}{R} \sum a G_n \cdot d_n} \quad (\text{V.22})$$

b) Avec effet de séisme :

$$K_{ss} = \frac{\sum G_n \cdot \cos \alpha_n \cdot \tan \varphi + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \cdot \sin \alpha_n} \quad (\text{V.23})$$

4.3.2 Calcul du K_s pour le cas de vidange rapide

K_S est calculé seulement pour le talus amont. Et dans ce cas-là on calcule le poids de la tranche à l'aide de la densité déjaugée du matériaux γ' .

a) Avec effet de séisme :

$$K_{as} = \frac{\sum (G_n \cdot \cos \alpha_n - P) \cdot \tan \varphi + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \cdot \sin \alpha_n + \frac{1}{R} \sum a G_n \cdot d_n} \quad (\text{V.24})$$

b) Avec effet de séisme :

Nous appliquons la même formule que (V.23).

5 ÉTUDE DE STABILITÉ ET D'INFILTRATION DANS LE CORPS DE LA DIGUE (LOGICIEL GEOSTUDIO)

GeoStudio 2018 est un logiciel de calcul géotechnique pouvant être utilisé pour traiter différents problèmes de sol tels que le glissement des talus, l'infiltration d'eau dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes géotechniques.

Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel, nous utilisons le programme SLOPE/W pour le calcul de la stabilité et le programme SEEP/W pour l'étude de l'infiltration dans le corps de la digue. Ces deux programmes utilisent la méthode des éléments finis pour résoudre les problèmes.

5.1 Étude d'infiltration

Pour l'étude d'infiltration, l'utilisation du programme SEEP/W s'est avérée efficace, car il s'agit d'un logiciel puissant qui modélise l'écoulement des eaux souterraines dans les milieux poreux. SEEP/W peut modéliser des problèmes simples à régime permanent saturé ou des analyses sophistiquées des transitions saturées/non-saturées.

Une fois le logiciel ouvert, on doit dessiner le profil général de la digue (corps et drains de la variante choisie). Ensuite, il faut saisir les caractéristiques mécaniques et hydrauliques de chaque matériaux constituant la digue et le drain, en introduisant différentes fonctions telles que la teneur volumétrique en eau de chaque matériau. Une fois les zones identifiées par le matériau adéquat, nous désignons le '0' de pression (pied du prisme de drainage), les zones de drainage et la charge hydraulique à l'amont de la digue. Un maillage sera établi pour permettre la lecture des différents paramètres dans chaque maille.

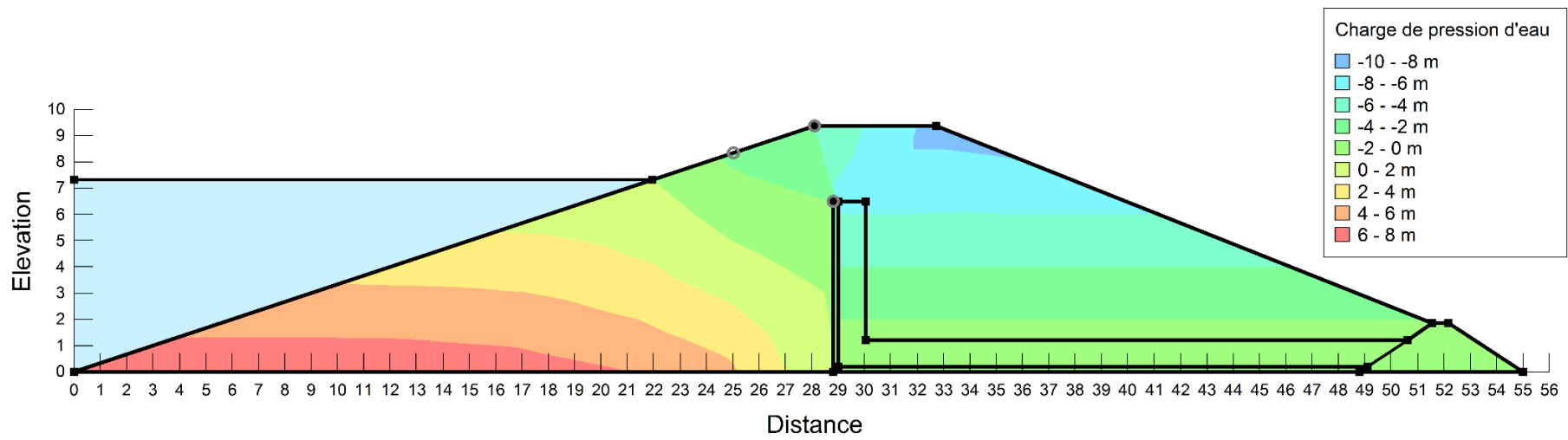


Figure V.2 – Répartition de la charge d'eau dans le corps de la digue .

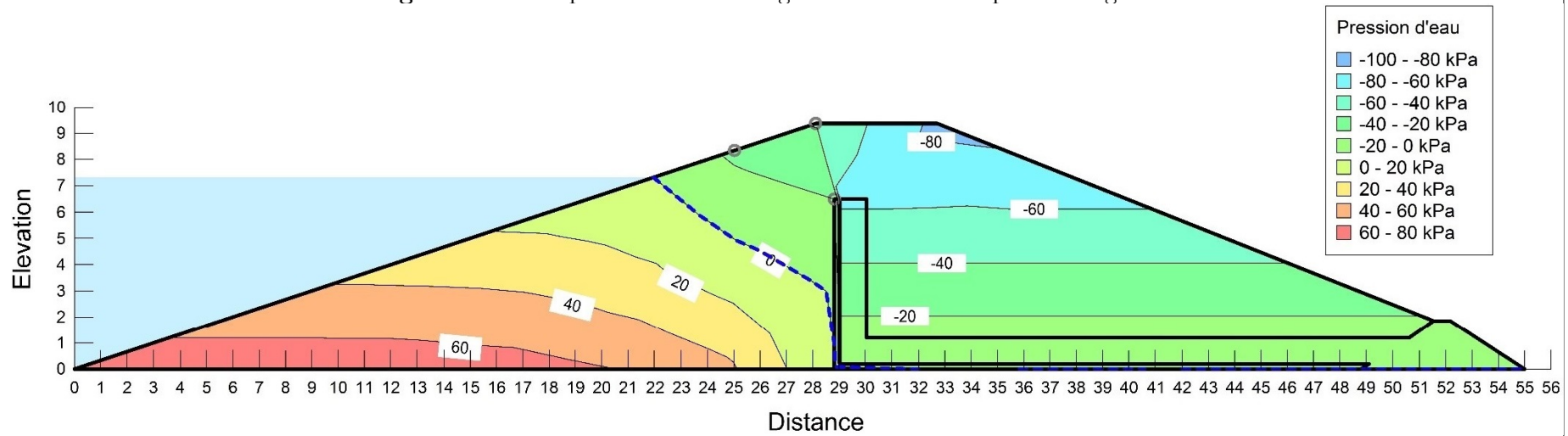


Figure V.3 – La ligne de saturation à travers la digue et les pressions due à l'eau.

5.2 Étude de stabilité des talus

L'analyse de la stabilité des pentes est généralement effectuée à la rupture en utilisant la méthode des tranches. Cette méthode donne, à travers l'intermédiaire du coefficient de sécurité, une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque. Le logiciel SLOPE/W propose plusieurs méthodes utilisant le principe de l'équilibre limite. Dans notre cas, nous avons utilisé la méthode de Morgenstern et Price.

Cette méthode adopte une relation constante entre les forces de cisaillement et les forces normales, et par une procédure itérative altérant le cisaillement au rapport normal jusqu'à ce que les deux facteurs de sécurité soient identiques. Lorsque le rapport de cisaillement normal qui rend les deux facteurs de sécurité égaux est trouvé, l'équilibre des moments et des forces est alors satisfait (GEOSTUDIO 2018).

Pour permettre au logiciel de modéliser, plusieurs paramètres doivent être introduits :

- Angle de frottement interne.
- La cohésion du matériau.
- La densité sèche du matériau.
- La teneur en eau du matériau.
- Profil général de la digue.

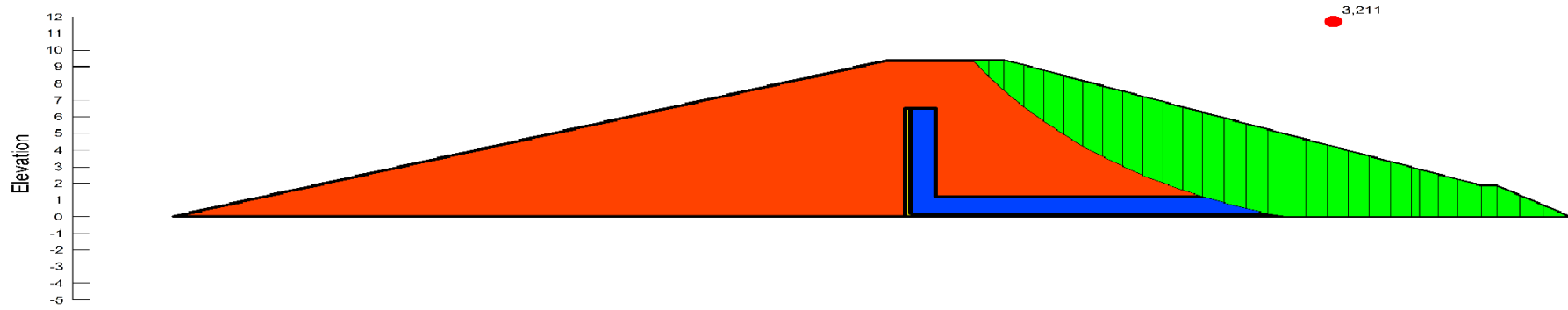


Figure V.4 – Cercle de glissement critique calculé par la méthode de Morgenstern-Price « Fin de construction » .

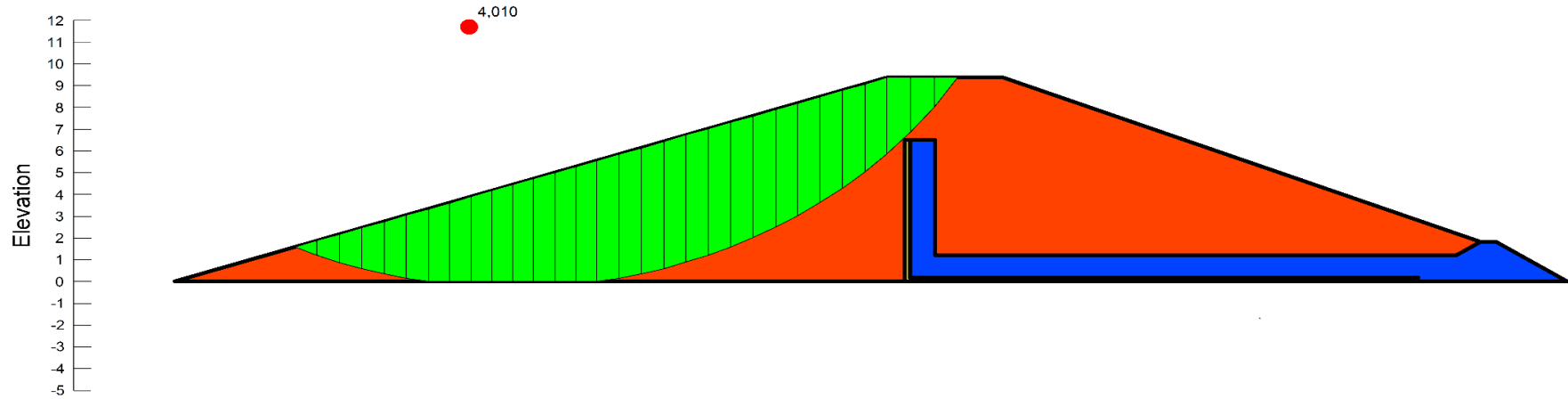


Figure V.5 – Cercle de glissement critique calculé par la méthode de Morgenstern-Price « Vidange rapide » .

Tableau V.4 – Pluies de courte durées et l'intensité de différentes fréquences.

| CAS DE SOLLICITATION | | COEFFICIENT DE SÉCURITÉ | |
|------------------------------|------------------------|-------------------------|-------------|
| | | Sans séisme | Avec séisme |
| Fin de construction | Talus amont | | |
| | $R = 13.3 \text{ m}$ | 4,423 | 3,402 |
| | $R = 16.833 \text{ m}$ | 4,778 | 3,756 |
| | $R = 15.192 \text{ m}$ | 4,864 | 3,841 |
| | $R = 14.155 \text{ m}$ | 4,36 | 3,135 |
| Fonctionnement normal | Talus aval | | |
| | $R = 14.839 \text{ m}$ | 3,51 | 2,34 |
| | $R = 12.861 \text{ m}$ | 3,86 | 2,753 |
| | $R = 19.18 \text{ m}$ | 3,57 | 2,42 |
| | $R = 18.54 \text{ m}$ | 3,598 | 2,51 |
| | Talus aval | | |
| | $R = 20.461 \text{ m}$ | 3,276 | 2,08 |
| | $R = 19.175 \text{ m}$ | 3,57 | 2,42 |
| | $R = 14.567 \text{ m}$ | 3,502 | 2,312 |
| | $R = 18.23 \text{ m}$ | 3,66 | 2,591 |
| Vidange rapide | Talus amont | | |
| | $R = 17.825 \text{ m}$ | 4,52 | 3,477 |
| | $R = 20.477 \text{ m}$ | 4,058 | 2,941 |
| | $R = 19.737 \text{ m}$ | 4,255 | 3,072 |
| | $R = 18.318 \text{ m}$ | 4,447 | 3,421 |

Conclusion

Les résultats obtenus montrent que la stabilité des talus de la digue est vérifiée pour les différents modes de sollicitations. Les coefficients de sécurité obtenus sont largement supérieurs aux coefficients admissibles. Ce résultat confirme le choix des pentes de talus réalisé lors de l'étude des variantes.

VI

Étude des ouvrages annexes

Sommaire

| | | |
|----------|---|------------|
| 1 | L'ÉVACUATEUR DE CRUES | 146 |
| 1.1 | Les types d'évacuateurs de crue | 146 |
| 1.2 | Dimensionnement hydraulique | 147 |
| 1.3 | Hauteurs des murs bajoyés | 162 |
| 1.4 | Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier | 164 |
| 2 | OUVRAGE DE VIDANGE | 164 |
| 2.1 | Calcul du débit de vidange | 165 |
| 2.2 | Calcul du diamètre de la conduite de vidange de fond | 165 |
| 3 | OUVRAGE DE PRISE D'EAU | 167 |
| | Conclusion | 168 |

En plus de la digue qui est considérée comme étant l'organe principal des barrages, ces derniers sont constitués de plusieurs organes secondaires appelés ouvrages annexes. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites et des galeries. Ces ouvrages sont destinés à l'exploitation de la retenue et assurent au même temps sa protection. Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, le but de cette étude est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat à notre retenue. Les ouvrages annexes prévus pour la retenue sont :

- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de la dérivation provisoire.

1 L'ÉVACUATEUR DE CRUES

Les barrages sont conçus afin de retenir les écoulements et permettre ainsi le stockage des eaux. Mais ils doivent aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnelles, sans que la lame d'eau ne les submerge. Car dans le cas contraire les barrages en terre rompent sous l'effet de la submersion, c'est pour cela qu'un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crue est prévu.

1.1 Les types d'évacuateurs de crue

Il existe plusieurs types d'évacuateurs de crue[9], notamment :

1.1.1 Évacuateur de crues en puits (tulipe)

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval. La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

Ce type d'ouvrage permet l'évacuation des grands débits, mais le coût de sa réalisation et de son entretien est relativement élevé.

1.1.2 Évacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement libre, il représente l'avantage d'avoir une grande largeur déversante, mais la capacité de débit évacué est limitée par la section d'entonnement du coursier.

1.1.3 Évacuateur de crue latéral à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Son fonctionnement est très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet. Il est facile à réaliser, sauf que son coût est élevé et une fois terminé il est difficile d'apporter des modifications sur sa structure.

1.1.4 Évacuateur de crues en siphon

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, une fois posé sur le corps du barrage, il demande aucune exigence topographique par contre le débit évacué est faible.

Commentaire : Vu la topographie et la géologie du site, et après l'analyse de chaque type d'évacuateur cité la dessus d'un point de vue fonctionnement et réalisation. On a opté pour un évacuateur latéral à entonnement frontal. Ce dernier est composé des parties suivantes :

- Canal d'approche.
- Déversoir.
- Chenal d'écoulement.
- Coursier.
- Élément de dissipation.
- Un canal de restitution.

1.2 Dimensionnement hydraulique

1.2.1 Canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au maximum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible. La vitesse d'approche est donnée par la formule (VI.1) :

$$V_{ap} = \frac{Q}{(h + P) \times b} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

- V_{ap} : Vitesse d'approche (m/s);
 Q : Débit évacué (m^3/s) $Q = 45m^3/s$;
 b : largeur du déversoir (m) $b = 20 m$;
 P : Hauteur de pelle (m) $P = 1 m$;
 h : Lane déversant (m) $h = 1.024 m$.

A.N : $V_{ap} = 1.11 m/s$

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est comprise 1,8 et 2,20 m/s ,
 $V < V_{adm}$, donc pas de risque d'érosion.

a) Hauteur du mur du canal d'approche:

La revanche du canal et la hauteur du mur sont calculées respectivement par les formules (VI.2) et (VI.3) :

$$R_e = 0.6 + 0.05 \times V_{ap} \times H^{\frac{1}{3}} \quad (\text{VI.2})$$

$$H_m = h + P + R \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

- V_{ap} : Vitesse d'approche (m/s);
 R_e : Revanche (m);
 H_m : Hauteur du mur (m);
 P : Hauteur de pelle (m) $P = 1 m$;
 h : Lane déversant (m) $h = 1.024 m$.

A.N : $R_e = 0.67 m/s$;

$H_m = 2.7m$.

Pour des raisons de sécurité on prend la hauteur des murs égale à 3m.

b) Longueur du canal d'approche:

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 10m.

Tableau VI.1 – Coordonnées de la nappe déversante.

| Profil CREAGER | |
|-----------------------|----------|
| y | x |
| 0,000 | 0,000 |
| 0,200 | 0,405 |
| 0,400 | 0,809 |
| 0,600 | 1,214 |
| 0,678 | 1,372 |
| 0,700 | 1,416 |
| 0,747 | 1,511 |
| 0,794 | 1,606 |
| 0,821 | 1,661 |
| 0,850 | 1,720 |
| 0,883 | 1,786 |
| 0,992 | 2,007 |
| 1,024 | 2,072 |

1.2.2 Le déversoir

Le profil du seuil déversant est de type CREAGER, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression est égale à la pression atmosphérique, tout profil situé au-dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement. Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation (VI.4) :

$$y = \left(\frac{X^{1.85}}{2 \times H^{0.85}} \right) \quad (\text{VI.4})$$

Avec :

H : Charge sur le seuil (m) ;

y, X : Coordonnée du profil (m).

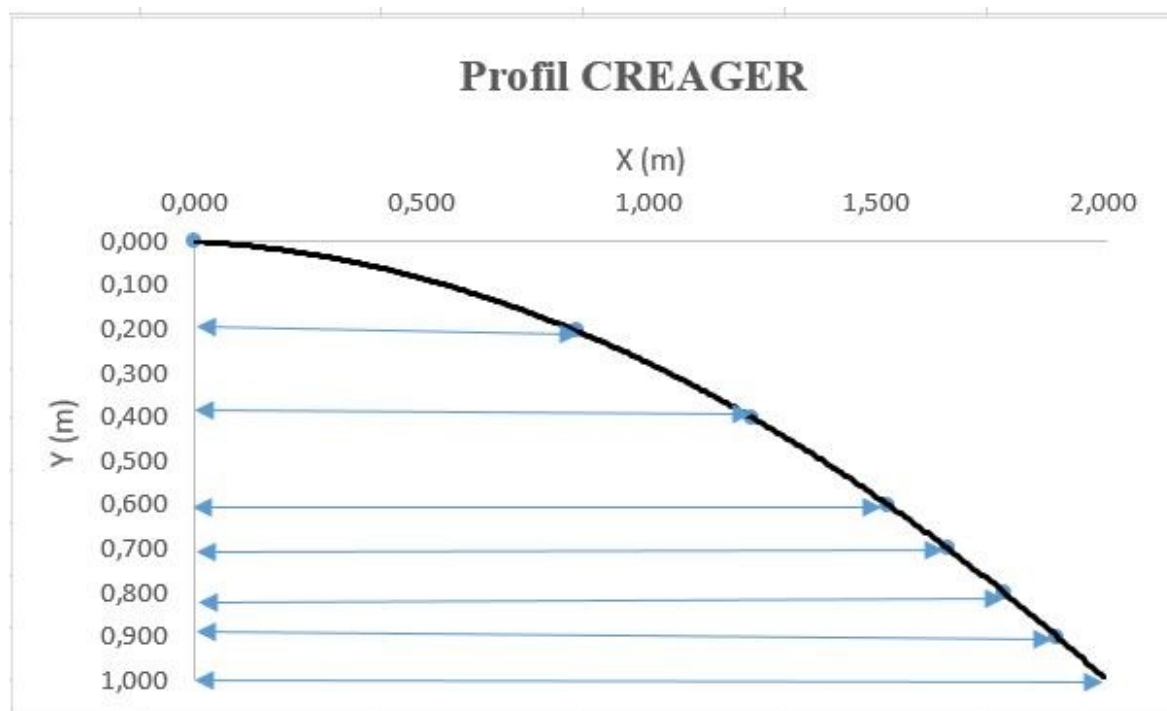


Figure VI.1 – Profil CREAGER.

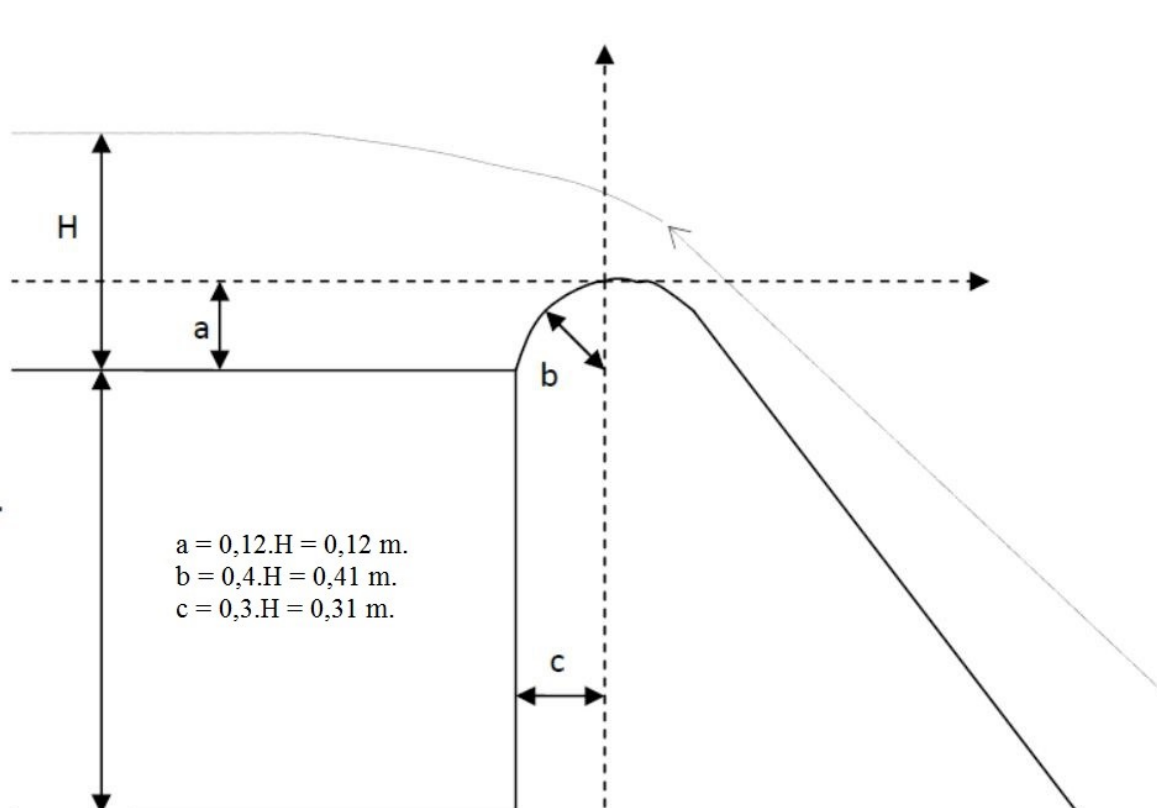


Figure VI.2 – Dimensions du déversoir.

1.2.3 Chenal d'écoulement

Le chenal vient directement après le déversoir. Il est généralement de section rectangulaire, caractérisé par une pente assez faible et une longueur rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier.

Pour le dimensionner on fixe une longueur d'après la topographie du site et on choisit une pente relativement faible. Une fois que ces deux paramètres définies, on procède à la vérification de la pente critique.

Dans notre cas la longueur du chenal est de 12 m, et sa pente est de l'ordre de 0,1%. La profondeur critique et la pente critique (pour la pente on applique l'équation de Manning) sont données par les formules (VI.5) et (VI.6) :

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times b^2}} \quad (\text{VI.5})$$

$$I_c = \left[\frac{Q \times (b + 2 \times y_c)^{\frac{2}{3}}}{K \times (b \times y_c)^{\frac{5}{3}}} \right]^2 \quad (\text{VI.6})$$

Avec :

- y_c : Profondeur critique (m) ;
- Q : Débit évacué (m^3/s) $Q = 45m^3/s$;
- b : Largeur du déversoir (m) $b = 20m$;
- g : Accélération de pesanteur (m/s^2) $g = 9.81m/s^2$;
- K : Coefficient de Manning $K = 71.43$;
- C : Pente critique (%).

$$\text{A.N : } y_c = 0.80m$$

$$I_c = 0.23\%$$

La pente du projet est inférieure à la pente critique $0,1\% < 0,23\%$. Donc la condition $I < I_c$ est vérifiée et le dimensionnement peut être approuvé.

1.2.4 Calcul du convergeant

Le convergeant est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle

du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergeant est estimée par la formule (VI.7) :

$$L = 2.5 \times (I_1 - I_2) \quad (\text{VI.7})$$

Avec :

L : Profondeur critique (m);

I_1 : Largeur au plafond du bief amont (m) $I_1 = 20m$;

I_2 : Largeur au plafond de la section de contrôle (m) $I_2 = 5m$.

A.N : $L = 37.5 m$

La longueur du convergeant est de **37,5 m**.

1.2.5 Le coursier

Le coursier est un ouvrage de raccordement, il dirige l'eau vers le dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions d'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire.

a) Largeur du coursier :

Elle est calculée par la formule (VI.8).

$$B = Q^{0.4} \quad (\text{VI.8})$$

Avec :

Q : Débit évacué (m^3/s) $Q = 45m^3/s$;

B : Largeur du coursier (m);

A.N : $B = 4.58 m$

Pour faciliter les travaux d'exécution on admet une largeur de **5 m**.

b) Longueur du coursier :

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est **60 m**.

c) Profondeur critique:

Pour un canal rectangulaire la profondeur critique est donnée par la formule (VI.9).

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times B^2}} \quad (\text{VI.9})$$

Avec :

h_c : Profondeur critique (m) ;

Q : Débit évacué (m^3/s) $Q = 45 m^3/s$;

B : Largeur du coursier (m) ;

g : Accélération de pesanteur (m/s^2) $g = 9.81 m/s^2$.

A.N : $h_c = 2.02 m$

d) Pente critique:

La pente critique est exprimée à partir de la formule de Chezy comme suit :

$$I_c = \left[\frac{Q}{C_c \times S_{cr} \times R_{cr}^{\frac{1}{2}}} \right]^2 \quad (\text{VI.10})$$

$$C_c = \frac{R_{cr}^{\frac{1}{6}}}{n} \quad (\text{VI.11})$$

$$S_{cr} = B \times h_c \quad (\text{VI.12})$$

$$P_{cr} = 2 \times h_c + B \quad (\text{VI.13})$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} \quad (\text{VI.14})$$

Avec :

h_c : Profondeur critique (m) ;

I_c : Pente critique (%);

S_{cr} : Section mouillée critique (m^2) ;

- P_{cr} : Périmètre mouillé critique (m);
 R_{cr} : Rayon hydraulique critique (m);
 C_c : Coefficient de CHEZY ($m^{0.5}/s$);
 Q : Débit évacué (m^3/s) $Q = 45 m^3/s$;
 n : Coefficient de rugosité $n = 0.014$;
 B : Largeur du coursier (m) $B = 5 m$.

A.N :

$$S_{cr} = 10.1 m^2$$

$$P_{cr} = 9.04 m$$

$$R_{cr} = 1.12 m$$

$$C_c = 72.8 m^{0.5}/s$$

$$I_c = 0.34\%$$

e) Calcul de la profondeur normale:

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme (c'est-à-dire la section transversale et la pente de la surface libre sont constantes) elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de CHEZY).

$$Q = C_c \times S_n \sqrt{I_n \times R_n} \quad (\text{VI.15})$$

$$C_c = \frac{R_n^{\frac{1}{6}}}{n} \quad (\text{VI.16})$$

$$S_n = B \times h_n \quad (\text{VI.17})$$

$$P_n = 2 \times h_n + B \quad (\text{VI.18})$$

$$R_n = \frac{S_n}{P_n} \quad (\text{VI.19})$$

Avec :

- h_n : Profondeur normale (m);
 I_n : Pente normale (%);
 S_n : Section mouillée normale (m^2);

- P_n : Périmètre mouillé normale (m);
 R_n : Rayon hydraulique normale (m);
 C_c : Coefficient de CHEZY ($m^{0.5}/s$);
 Q : Débit évacué (m^3/s) $Q = 45 m^3/s$;
 n : Coefficient de rugosité $n = 0.014$;
 B : Largeur du coursier (m) $B = 5 m$.

En combinant les équations (VI.15) – (VI.19), la hauteur normale sera exprimée par la formule (VI.21) :

$$Q = \frac{I_n^{0.5} \times (B \times h_n)^{\frac{5}{3}}}{n \times (2 \times h_n + B)^{\frac{2}{3}}} \quad (\text{VI.20})$$

$$h_n = \left[\frac{Q \times n \times (2 \times h_n + B)^{\frac{2}{3}}}{I_n^{0.5} \times B^{\frac{5}{3}}} \right]^{\frac{3}{5}} \quad (\text{VI.21})$$

L'équation (VI.21) sera résolue par itérations successifs, et la valeur de la hauteur normale est de : $h_n = 0,552 m$.

Suivant les valeurs numériques ci-dessus on constate que $I_n > I_{cr}$ et $h_n < h_{cr}$ alors le régime d'écoulement est torrentiel et le coursier est à forte pente.

f) Calcul de la ligne d'eau dans le coursier:

La ligne d'eau est calculée par la méthode d'intégration indirecte. Cette dernière est une solution de l'équation du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre en considérant $\frac{dQ}{dx} = 0$, est :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{(S_0 - S_F)}{(1 - F_r^2)} \quad (\text{VI.22})$$

Avec :

- S_0 : Pente du fond ;
 S_f : Pente de la ligne d'énergie ;

F_r : Nombre de Froude.

En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie S_f peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning. L'équation (VI.22) devient :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - \frac{n^2 \times Q^2}{A^2 \times R^{\frac{4}{3}}}}{1 - \frac{Q^2 \times B}{g \times A^3}} \quad (\text{VI.23})$$

Avec :

g : Accélération de pesanteur (m/s^2) $g = 9.81 m/s^2$;

S_0 : Pente du fond ;

R : Rayon hydraulique (m) ;

Q : Débit évacué (m^3/s) $Q = 45 m^3/s$;

n : Coefficient de rugosité $n = 0.014$.

La méthode est appliquée en utilisant le logiciel MICROSOFT OFFICE Excel, les données qui ont servie au calcul de la ligne sont portées dans le tableau VI.2 :

Tableau VI.2 – Données de calcul de la ligne d'eau.

| | |
|------------------|-------|
| Q (m^3/s) | 45 |
| B (m) | 5 |
| L (m) | 60 |
| h_n (m) | 0.552 |
| h_{cr} (m) | 2,02 |
| n | 0.014 |
| I_0 | 0 ,15 |

Le nombre de Froude est donné par la formule (VI.24) :

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{h_n \times g}} \quad (\text{VI.24})$$

$$V = \frac{Q}{S_n} \quad (\text{VI.25})$$

Avec :

g : Accélération de pesanteur (m/s^2) $g = 9.81 \text{ m/s}^2$;

V : Vitesse de sortie du coursier (m^2/s) ;

S_n : Section mouillée normale (m^2) $S_n = 2.76 \text{ m}^2$;

Q : Débit évacué (m^3/s) $Q = 45 \text{ m}^3/s$;

h_n : Profondeur normale (m) $h_n = 0.552 \text{ m}$.

$$\text{A.N : } V = 16.30 \text{ m}^2/s$$

$$F_r = 7$$

1.2.6 Dissipateur d'énergie

Afin de protéger le corps de la digue et les berges, on doit impérativement dissiper l'énergie due à la vitesse de l'écoulement à la fin du coursier. Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement ce qui provoque un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Reclamations » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et nous avons :

- $1,0 \leq F_r \leq 1,7$ Ressaut ondulé ;
- $1,7 < F_r \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface ;
- $2,5 < F_r \leq 4,5$ Ressaut oscillant ;
- $4,5 < F_r \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire) ;
- $F_r > 9$ Ressaut fort (Écoulement très turbulent).

Dans notre cas on a un ressaut stable vu que $F_r = 7$ et il est donc compris entre 4,5 et 9. La vitesse à la sortie du coursier est de $16,30 \text{ m}^2/s$, elle est supérieure à $15 \text{ m}^2/s$. De ce fait, nous devons dimensionner un bassin de type III pour dissiper l'énergie.

a) Détermination des caractéristiques du bassin:

D'après l'abaque du bassin de dissipation type III (Annexe), nous avons :

$$\frac{y_2}{y_1} = 9.41 \quad (\text{VI.26})$$

$$\frac{L}{y_2} = 4.18 \quad (\text{VI.27})$$

Avec :

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut (m) $y_1 = 0.552 m$;

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut (m) ;

L : Longueur du bassin (m).

De l'équation (VI.26) et (VI.27) : $y_2 = 5,20 m$ et $L = 21,73 m$.

Pour faciliter la réalisation du bassin on adopte une longueur de $22 m$.

b) Dimensionnement des blocs Chicanes:

- La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = y_1 = 0,552 m$.
- La largeur des blocs de chutes : $l_1 = y_1 = 0,552 m$.
- Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = y_1 = 0,552 m$.
- Hauteur du seuil denté : $h_2 = 0,2.Y_2 = 1,04 m$.
- La largeur d'une dent : $l_2 = 0,15.Y_2 = 0,78 m$.
- Espacement entre deux dents : $e_2 = 0.15.Y_2 = 0,78 m$.

c) L'énergie dissipée:

$$\Delta E = \frac{(Y_2 - Y_1)^3}{4.Y_2.Y_1} \quad (\text{VI.28})$$

Avec :

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut (m) $y_1 = 0.552 m$;

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut (m) ;

L : Longueur du bassin (m).

A.N : $\Delta E = 8.75 m$.

d) La puissance dissipée:

$$P = \rho \times g \times Q \times \Delta E \quad (\text{VI.29})$$

Avec :

g : Accélération de pesanteur (m/s^2) $g = 9.81 m/s^2$;

ρ : Tirant d'eau avant le ressaut (Kg/m^3) $\rho = 997 Kg/m^3$;

P : Puissance dissipée (Kw) ;

Q : Débit évacué (m^3/s) $Q = 45 m^3/s$;

ΔE : Énergie dissipée (m).

A.N : $P = 3851.1 Kw$.

1.2.7 Canal de fuite

Le canal de restitution ou de fuite a pour but d'acheminer les eaux évacuées vers l'oued après la dissipation de son énergie. Le canal projeté est de forme trapézoïdale, d'une largeur $b = 5 m$, d'une longueur $L = 7 m$ et de pente $I_{cf} = 0,25\%$ avec un fruit de talus de $3/2$.

a) La hauteur critique:

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante (Agraskine) :

$$h_c = K \times \left(1 - \frac{Z'}{3} + 0.105 \times Z'^2 \right) \quad (\text{VI.30})$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times b^2}} \quad (\text{VI.31})$$

$$Z' = \frac{K \times m}{b} \quad (\text{VI.32})$$

Avec :

h_c : Hauteur critique dans le canal (m) ;

Q : Débit évacué (m^3/s) $Q = 45 m^3/s$;

- b : Largeur du canal (m) $b = 5 m$;
 g : Accélération de pesanteur (m/s^2) $g = 9.81 m/s^2$;
 m : Fruit de talus $m = 1.5$;
 K : Profondeur critique (m) ;
 Z' : Constante adimensionnelle.
 A.N : $K = 2.02 m$.
 $Z' = 0.61$.
 $h_c = 1.688 m$.

b) La pente critique :

La pente critique est exprimée à partir de la formule de CHEZY comme suit :

$$I_c = \left[\frac{Q}{C_c \times S_{cr} \times R_{cr}^{\frac{1}{2}}} \right]^2 \quad (\text{VI.33})$$

$$C_c = \frac{R_{cr}^{\frac{1}{6}}}{n} \quad (\text{VI.34})$$

$$S_{cr} = m \times h_c^2 + b \times h_c \quad (\text{VI.35})$$

$$P_{cr} = 2 \times h_c \times \sqrt{m^2 + 1} + b \quad (\text{VI.36})$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} \quad (\text{VI.37})$$

Avec :

- h_c : Profondeur critique (m) ;
 I_c : Pente critique (‰) ;
 S_{cr} : Section mouillée critique (m^2) ;
 P_{cr} : Périmètre mouillé critique (m) ;
 R_{cr} : Rayon hydraulique critique (m) ;
 C_c : Coefficient de CHEZY ($m^{0.5}/s$) ;
 Q : Débit évacué (m^3/s) $Q = 45 m^3/s$;
 n : Coefficient de rugosité $n = 0.014$;
 b : Largeur du coursier (m) $b = 5 m$;
 m : Fruit de talus $m = 1.5$.

$$\begin{aligned}
 \text{A.N : } S_{cr} &= 12.71 \text{ m}^2 \\
 P_{cr} &= 11.09 \text{ m} \\
 R_{cr} &= 1.15 \text{ m} \\
 C_c &= 73.11 \text{ m}^{0.5}/\text{s} \\
 I_c &= 0.20\%
 \end{aligned}$$

c) La profondeur normale:

La profondeur normale du canal est calculée à partir des itérations successives et la formule utilisée est celle de Manning-Strickler pour les sections trapézoïdales :

$$\frac{Q}{K \times I_n^{\frac{1}{2}}} = \frac{[(b + m + h_n) \times h_n]^{\frac{5}{3}}}{[b + 2 \times h_n \sqrt{1 + m^2}]^{\frac{2}{3}}} \quad (\text{VI.38})$$

$$h_n = \left(\frac{Q \times [b + 2 \times h_n \sqrt{1 + m^2}]^{\frac{2}{3}}}{K \times I_n^{\frac{1}{2}} \times (b + m + h_n)^{\frac{5}{3}}} \right)^{\frac{3}{5}} \quad (\text{VI.39})$$

Avec :

- h_n : Profondeur normale (m);
- I_n : Pente normale (%);
- m : Fruit de talus $m = 1.5$;
- K : Coefficient de Manning $K = 71.43$;
- Q : Débit évacué (m^3/s) $Q = 45 \text{ m}^3/s$;
- b : Largeur du coursier (m) $b = 5 \text{ m}$.

Après itérations successives de la formule (VI.39), la valeur de la hauteur normale est de : $h_n = 1,60 \text{ m}$.

d) La vitesse de l'écoulement:

$$V = \frac{Q}{S} \quad (\text{VI.40})$$

Avec :

- S : Section mouillée (m^2) $S = 2.76 \text{ m}^2$;
- Q : Débit évacué (m^3/s) $Q = 45 \text{ m}^3/s$.

$$A.N : V = 3.80 \text{ m}^2/s.$$

Vu que la vitesse d'écoulement dans le canal est supérieure à la vitesse admissible ($V_{adm} = 1,8\ddot{0}2, 2$). Une protection en enrochement doit être mise en place à l'aval.

1.3 Hauteurs des murs bajoyers

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0.2 m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues. Ces murs assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement vers l'aval et servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

1.3.1 Canal d'approche et chenal d'écoulement

Sur le long du chenal d'écoulement les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue.

1.3.2 Le coursier

Pour des raisons d'ordre économiques et compte tenu de la ligne d'eau présentée, on partage le coursier en deux tronçons. Les hauteurs des murs bajoyers seront différentes.

- Le premier tronçon à l'amont de 30,00 m de longueur.
- Le deuxième tronçon à l'aval de 30,00 m de longueur.

a) Hauteur au début du 1^{er} tronçon:

$$H_m = h_e + r \tag{VI.41}$$

$$r = 0.61 + 0.14 \times V^{\frac{1}{3}} \tag{VI.42}$$

$$V = \frac{Q}{S} \tag{VI.43}$$

Avec :

H_m : Hauteur du mur bajoyer (m) ;

h_e : Hauteur d'eau (m) $h_e = 2.02 m$;

r : Revanche de sécurité donnée (m) ;

V : La vitesse ou niveau de la section de contrôle (m/s) ;

S : Section mouillée (m^2) ;

Q : Débit évacué (m^3/s) $Q = 45 m^3/s$.

$$\text{A.N : } V = 4,46 m/s.$$

$$r = 0,84 m.$$

$$H_m = 2,86 m.$$

b) Hauteur à la fin du 1^{er} tronçon:

Nous appliquons les formules (VI.41) – (VI.43) avec une hauteur d'eau $h_e = 0.95 m$.

$$\text{A.N : } V = 9.47 m/s.$$

$$r = 0.90 m.$$

$$H_m = 1.86 m.$$

c) Hauteur à la fin du 2^{ème} tronçon:

Nous appliquons les formules (VI.41) – (VI.43) avec une hauteur d'eau $h_e = 0.552 m$.

$$\text{A.N : } V = 16.30 m/s.$$

$$r = 0.97 m.$$

$$H_m = 1.52 m.$$

1.3.3 Le bassin de dissipation

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du canal de restitution.

1.3.4 Le canal de restitution

Nous utilisons les mêmes formules que précédemment, à savoir (VI.41) – (VI.43) avec une hauteur d'eau $h_e = 1.688 m$.

$$\text{A.N : } V = 5.33 m/s.$$

$$r = 0.85 m.$$

$$H_m = 2.54 m.$$

1.4 Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier

Vagues roulantes : Les vagues roulantes peuvent avoir lieu, aussi bien, dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement, lorsque le débit est inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé. Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$\frac{b}{h} < (10 \div 12) \quad (\text{VI.44})$$

$$F_r^2 < 40 \quad (\text{VI.45})$$

Avec :

b : Largeur du coursier (m) $b = 5 m$;

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier (m) $h = 0.552 m$;

F_r : Nombre de Froude.

$$\text{A.N} : \frac{b}{h} = 9.05.$$

$$F_r^2 = 49.09.$$

On remarque que l'une des deux conditions n'est pas vérifiée, donc les vagues roulantes peuvent apparaître dans le coursier.

2 OUVRAGE DE VIDANGE

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- d'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus aval).
- de vider la tranche morte en fin de saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue).
- de faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

2.1 Calcul du débit de vidange

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue et du volume entrant durant cette période. Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \quad (\text{VI.46})$$

Avec :

V_u : Largeur du coursier (m) $V_u = 0.0861 \text{ Mm}^3$;

T : Temps de vidange (10 jours) ;

Q_r : Débit entrant dans la retenue pendant la vidange (m^3/s). Pris égal au débit moyen annuel.

A.N : $Q_{vf} = 0.11 \text{ m}^3/s$.

2.2 Calcul du diamètre de la conduite de vidange de fond

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule (VI.47) de l'écoulement en charge :

$$Q_{vf} = \mu \times S \times \sqrt{2 \times g \times H} \quad (\text{VI.47})$$

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \times \sqrt{2 \times g \times H}} \quad (\text{VI.48})$$

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{S \times 4}{\pi}} \quad (\text{VI.49})$$

Avec :

H : Charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval (m) $H = 7.32 \text{ m}$;

Q_{vf} : Débit de vidange (m^3/s) $Q_{vf} = 0.11 \text{ m}^3/s$;

g : Accélération de pesanteur (m/s^2) $g = 9.81 \text{ m/s}^2$;

μ : Coefficient de débit $\mu = 0.8$;

S : Section de la conduite (m^2);

D_{vf} : Diamètre de la conduite de vidange (m).

A.N : $S = 0.011 m^2$.

$D_{vf} = 0.121 m = 121 mm$.

On prend un diamètre normalisé $D_{vf} = 200 mm$.

• **Correction de la valeur du coefficient μ :**

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \quad (\text{VI.50})$$

$$\sum \xi_S = \xi_{sor} + 2 \times \xi_{va} + \xi_{ent} \quad (\text{VI.51})$$

$$\sum \xi_l = \frac{\lambda \times L}{D} \quad (\text{VI.52})$$

$$\lambda = \frac{125 \times n^2}{D^{\frac{1}{3}}} \quad (\text{VI.53})$$

Avec :

μ : Coefficient du débit ;

$\sum \xi_s$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières (m);

ξ_{va} : Coefficients de pertes de charge de la vanne. $\xi_{va} = 0.1$;

ξ_{sor} : Coefficients de pertes de charge à la sortie de la conduite. $\xi_{sor} = 1$;

ξ_{ent} : Coefficients de pertes de charge à l'entrée de la conduite. $\xi_{ent} = 0.5$;

$\sum \xi_l$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires (m);

λ : Coefficient de perte de charge ;

n : Coefficient de rugosité $n = 0,014$;

D : Diamètre de la conduite (m) $D = 0,2 m$;

L : Longueur de la conduite de vidange (m) $L = 103 m$.

A.N : $\lambda = 0.042$. $\sum \xi_l = 21.63 m$.

$\mu = 0.20$. $\sum \xi_s = 1.7 m$.

En remplaçant avec la valeur de $\mu = 0,20$ dans l'équation (VI.48), nous aurons une section égale à $0,046 m^2$ d'où un diamètre de $0,242 m$. Pour cela, nous prenons un diamètre normalisé de $300 mm$.

La conduite étant en acier d'un diamètre de 300 mm. Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes donnée par la formule (VI.54) :

$$V_s = \frac{Q_{vf}}{S} \quad (\text{VI.54})$$

Avec :

Q_{vf} : Débit de vidange (m^3/s) $Q_{vf} = 0.11 m^3/s$;

S : Section de la conduite (m^2);

V_S : Vitesse dans la conduite (m/s).

A.N : $V_S = 1.56 m/s$.

3 OUVRAGE DE PRISE D'EAU

Le but de la conduite est le prélèvement d'un débit destiné à l'irrigation des régions située à l'aval de notre retenue. D'après le tableau III.30, le volume maximum demandé est observé au mois de Juillet $V_{max} = 37000 m^3$.

Le débit max est exprimé par la formule (VI.55).

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} \quad (\text{VI.55})$$

Avec :

V_{max} : Volume maximum demandé (m^3). $V_{max} = 0.037 Mm^3$;

T : Temps de vidange (8 heures par jour durant 31 jours);

Q_{max} : Débit maximum circulant dans la prise d'eau (m^3/s).

A.N : $Q_{max} = 0.041 m^3/s$.

En remplaçant par la valeur de Q_{max} dans la formule (VI.48), et en prenant $\mu = 0,3$ et $H = 3,7 m$ (H est la charge correspondante à la prise d'eau la plus basse), la section de la prise d'eau sera égale à : $S_{pe} = 0,016 m^2$.

Nous faisons la même chose avec la formule (VI.49), et nous remplaçons par la valeur de la section S_{pe} d'où le diamètre de la prise : $D_{pe} = 0,143 m$. Nous prenons un diamètre $D_{pe} = 150 mm$.

- Correction de la valeur du coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \quad (\text{VI.56})$$

$$\sum \xi_l = 1.15 \times \frac{\lambda \times L}{D} \quad (\text{VI.57})$$

Avec :

μ : Coefficient du débit ;

$\sum \xi_l$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires (m) ;

λ : Coefficient de perte de charge $\lambda = 0.042$;

D : Diamètre de la conduite (m) $D = 0,15 m$;

L : Longueur de la conduite de vidange (m) $L = 103 m$.

A.N : $\sum \xi_l = 33.16 m$.

$\mu = 0.171$.

En remplaçant avec la valeur de $\mu = 0,171$ dans l'équation (VI.48), nous aurons une section égale à $0,028 m^2$ d'où un diamètre de $0,189 m$. Pour cela, nous prenons un diamètre normalisé de $200 mm$.

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de dimensionner les organes annexes du barrage afin de faciliter l'entretien et l'exploitation de ce dernier. Les vannes des ouvrages de prise d'eau et de vidange seront groupées ensemble au pied aval de la retenue.

VII

Organisation et ordonnancement des travaux de chantier

Sommaire

| | | |
|----------|---|------------|
| 1 | TRAVAUX PRÉPARATOIRES ET INSTALLATION DE L'ENTRE-PRISE | 170 |
| 1.1 | Installations destinées aux personnels | 170 |
| 1.2 | Installations destinées au stockage des matériaux | 171 |
| 1.3 | Installations destinées à la réparation des engins | 171 |
| 1.4 | Installations destinées pour la préfabrication | 171 |
| 2 | MOYENS DES TRAVAUX DE CHANTIER | 171 |
| 2.1 | Moyens humains | 172 |
| 2.2 | Moyens matériels | 172 |
| 3 | PLANIFICATION | 173 |
| 3.1 | Attribution des durées de chaque opération | 173 |
| 3.2 | Symboles des différentes opérations | 174 |
| 3.3 | Techniques de planification | 174 |
| | Conclusion | 178 |

Un chantier est défini par une installation permanente dans un lieu généralement ouvert, il dure le temps de la construction de l'ouvrage.

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 favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité.

En vue de la bonne organisation d'un travail, Nous cherchons à le rendre plus économique, de bonne qualité et les délais les plus brefs possibles.

1 TRAVAUX PRÉPARATOIRES ET INSTALLATION DE L'ENTREPRISE

Pour avoir une installation convenable du chantier, Nous devons disposer d'un terrain vaste et spacieux pour ménager les différentes aires de stockages de matériaux, des pistes de circulation d'engins, des locaux et des postes fixes de travail. On distingue les installations suivantes dans un chantier :

1.1 Installations destinées aux personnels

Dans tout chantier de génie civil, on trouve pratiquement les mêmes installations destinées aux personnels qui sont : les dortoirs, les réfectoires, les vestiaires, les sanitaires, l'infirmierie et les bureaux en nombre suffisant.

La base de vie doit au minimum être équipée en : eau potable, assainissement, électricité et téléphonie.

Les circulations piétonnes doivent être matérialisées. Celle-ci doivent permettre, durant toute la phase de construction, les circulations suivante :

- Base de vie – zone de travail ;
- Base de vie – lieux de stationnement des véhicules de personnels ;
- Zone de travail – centrale à béton ;
- Zone de travail – lieux de stockage de matériaux ;
- Et l'ensemble des cheminements qui seront réalisés par les ouvriers.

1.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Le matériau de construction doit être stocké et protégé des facteurs climatiques et des intempéries. Pour les ciments nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, nous devons seulement prévoir un croisement entre les différents types existants. Les aciers sont stockés dans des hangars.

1.3 Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

1.4 Installations destinées pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

2 MOYENS DES TRAVAUX DE CHANTIER

Concernant les moyens en personnels, l'entreprise devra indiquer nommément la personne responsable du chantier et son intérimaire, en précisant leurs titres et compétences et en spécifiant leurs rôles et tâches. Cela est applicable aussi pour toute personne qui travaille dans le chantier.

2.1 Moyens humains

On doit s'assurer que le personnel employé soit compétant et à la hauteur pour la réalisation des études et des travaux de construction, à savoir le personnel nécessaire pour réaliser les travaux :

- Conducteur des travaux ;
- Contre maitre ;
- Chauffeurs pour les engins et camions ;
- Ouvriers ;
- Ferrailleurs ;
- Soudeurs ;
- Coffreurs.

2.2 Moyens matériels

Pour l'ensemble de matériels, l'entrepreneur doit mentionner la marque, le type, la puissance, le rendement et le nombre d'engins affectés au chantier ainsi que leur mode d'intervention suivant le phasage des travaux.

2.2.1 Matériels de terrassement

Le matériel de terrassement comprend les engins de terrassement pour la réalisation des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et le transport de matériaux de construction, le bétonnage et la finition. Nous faisons appel aux engins suivants : bulldozer, chargeur, camion benne, pelle hydraulique, décapeuse, camion-citerne, Grue à portique, camion malaxeur...etc.

2.2.2 Matériel de bétonnage

Les bétonnières sont les plus souvent utilisées pour la fabrication du béton. Le matériel lié au bétonnage doit également comprendre les dispositifs de coffrage et les engins nécessaires à la vibration du béton (aiguille vibrante) ainsi qu'à son nettoyage (jet d'eau sous-pression) et à son repiquage (perforateur), en vue du traitement des reprises de bétonnage.

3 PLANIFICATION

Le rôle de la planification est de permettre de chercher la meilleure façon d'exploitation des moyens humains et matériels en assurant une succession correcte des travaux dans les délais programmés avec le moindre cout possible.

C'est une méthode consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

3.1 Attribution des durées de chaque opération

Pour attribuer le temps à une opération, il faut tenir compte du nombre de ressources humaines et matériels disponibles face à la dimension et la grandeur de projet, en appliquant la formule (VII.1) :

$$T = \frac{Q \cdot N}{n} \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

Q : Quantité de travail ;

N : Rendement ;

n : Nombre d'équipes.

Il existe deux types de plan de travail :

- **Plan de travail au plus tôt :**

Pour ce cas les opérations commencent en leur date au plus tôt. L'entreprise opte pour ce planning lorsqu'elle est bien fournie de moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

- **Plan de travail au plus tard :**

Toutes les opérations commencent au plus tard, les tâches ne sont pas retardées. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est limitée de moyens.

3.2 Symboles des différentes opérations

Les différentes opérations et leurs symboles sont représentés dans le tableau [VII.1](#) :

3.3 Techniques de planification

En pratique, il existe trois principales méthodes de planification[10] à savoir :

- Méthode basée sur le réseau ou méthode de chemin critique C.P.M ;
- Méthode basée sur le tableau ;
- Méthode basée sur le graphique (diagramme de Gantt) ou méthode des barres.

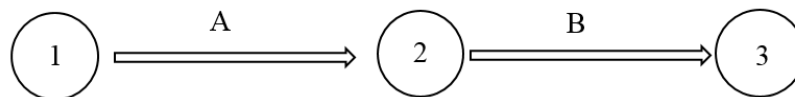
Tableau VII.1 – Symboles des opérations

| Désignation des Travaux | Opérations | Durée (mois) |
|--|------------|--------------|
| Installation du chantier et accès | A | 1 |
| Réalisation de la galerie de dérivation | B | 1 |
| Réalisation du batardeau | C | 1 |
| Déboisement de la cuvette | D | 1 |
| Excavation, fouilles pour l'évacuateur de crue | E | 1 |
| Coffrage et ferrailage de l'évacuateur de crue | F | 1 |
| Bétonnage d'évacuateur de crue | G | 0.5 |
| Réalisation de vidange et prise d'eau | H | 1.5 |
| Excavation de clé d'ancrage | I | 0.5 |
| Remblais du barrage et prisme de drainage | J | 3 |
| Revêtement des talus | K | 1 |
| Travaux de finition et équipements | L | 2 |
| Réception provisoire du projet | M | 2 |

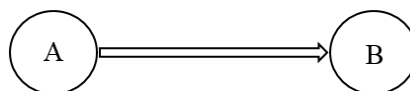
3.3.1 Méthode basée sur le réseau

Le réseau est la représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer les relations entre les différentes opérations (ordre d'exécution) pour atteindre l'objectif de la planification selon deux réseaux :

- a) **Réseau à flèches** : l'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un nœud.



- b) **Réseau à nœud** : l'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



Cette méthode consiste à faire un calcul allé et retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

Tableau VII.2 – Les paramètres du réseau à nœud

| | |
|-------------|-------------|
| DCP | TR |
| DFP | DCCP |
| DFPP | MT |

Avec :

DCP : Date de commencement au plus tôt ; **TR** : Temps de réalisation de l'opération

DFP : Date de finition au plus tôt ; **DCCP** : Date de commencement au plus tard

DFPP : Date de finition au plus tard ; **MT** : Marge totale

Et :

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCCP_i = DFPP_i - TR$$

$$DFP_i = DCP_{i+1}$$

- **Chemin critique (C.C) :**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (**DTP**) reliant les opérations ayant la marge totale nulle par une double flèche sur le réseau. Pour retrouver le chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$MT = 0$$

$$\sum TR_{c.c} = DTP.$$

- Pour le projet de de la retenue sur Chaabat El Guettar , on trouve une durée totale de 12 mois. Le calcul était fait par la méthode de réseau à nœud illustré dans la figure [VII.1](#).

3.3.2 Planification avec la méthode du tableau

Cette méthode s'applique à la base du réseau à flèche.

Les résultats de calcul par cette méthode sont représentés dans le tableau [VII.3](#).

D'après le tableau [VII.3](#) la durée de réalisation est de 12 mois.

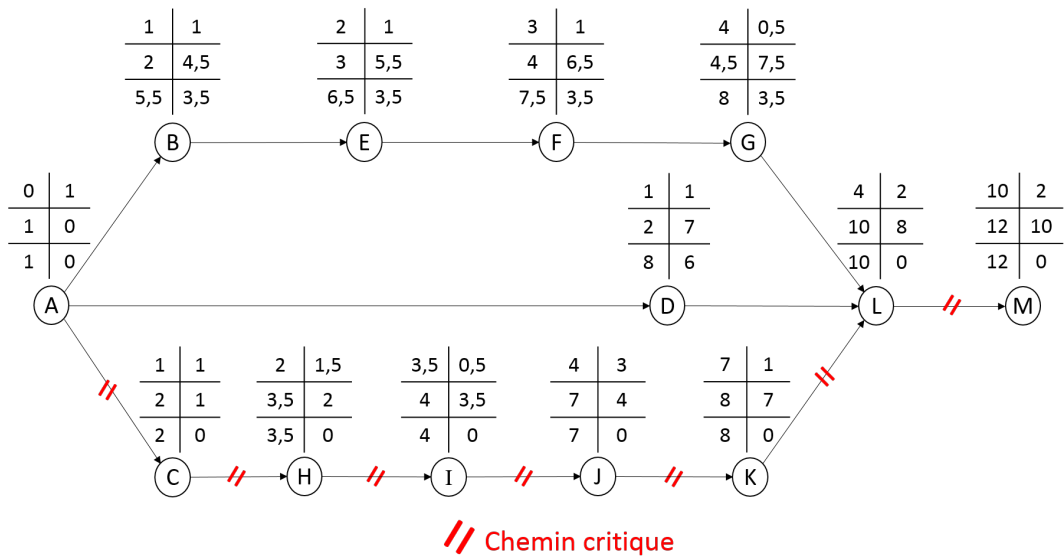


Figure VII.1 – Réseau à nœud pour la réalisation de la retenue collinaire.

Tableau VII.3 – Chemin critique par la méthode du tableau.

| Opération | Tr | D.P | | D.P.P | | MT |
|-----------|-----|-------|-------|---------|---------|-----|
| | | D.C.P | D.F.P | D.C.P.P | D.F.P.P | |
| 1 – 2 | 1 | 0 | 1 | 0 | 1 | 0 |
| 2 – 3 | 1 | 1 | 2 | 4,5 | 5,5 | 3,5 |
| 2 – 4 | 1 | 1 | 2 | 1 | 2 | 0 |
| 3 – 5 | 1 | 2 | 3 | 5,5 | 6,5 | 3,5 |
| 5 – 6 | 1 | 3 | 4 | 6,5 | 7,5 | 3,5 |
| 4 – 7 | 1,5 | 2 | 3,5 | 2 | 3,5 | 0 |
| 7 – 8 | 0,5 | 3,5 | 4 | 3,5 | 4 | 0 |
| 8 – 9 | 3 | 4 | 7 | 4 | 7 | 0 |
| 6 – 10 | 0,5 | 4 | 4,5 | 7,5 | 8 | 3,5 |
| 2 – 10 | 1 | 1 | 2 | 7 | 8 | 6 |
| 9 – 10 | 1 | 7 | 8 | 7 | 8 | 0 |
| 10 – 11 | 2 | 8 | 10 | 8 | 10 | 0 |
| 11 – 12 | 2 | 10 | 12 | 10 | 12 | 0 |

3.3.3 Planification avec la méthode de GANTT

La représentation du planning des travaux par le diagramme de GANTT permet le mieux visualiser les tâches composant le projet, dans un calendrier sur lequel la lecture est plus facile par rapport à celle du réseau ou du tableau.

Le mécanisme de calcul est le même, en se basant sur le réseau à flèche.

Nous avons effectué le diagramme par le logiciel *MS Project*.

Conclusion

A travers le présent chapitre, nous pouvons conclure que le projet de la retenue collinaire de Chabbat El Guettar a été planifié selon les normes et règles de travail. Selon les prévisions et mises en points, la durée totale du projet est de 12 mois.

VIII

Consignes de sécurité à la réalisation des travaux du chantier

Sommaire

| | | |
|----------|--|------------|
| 1 | ACCIDENT DU TRAVAIL | 180 |
| 1.1 | Causes des accidents du travail | 181 |
| 1.2 | Les conditions dangereuses dans un chantier | 182 |
| 1.3 | Les actions dangereuses dans un chantier | 182 |
| 2 | MOYENS DE PRÉVENTION ET DE PROTECTION | 182 |
| 2.1 | Démarches de prévention | 183 |
| 2.2 | Évaluation des risques | 184 |
| 2.3 | Protection collective | 184 |
| 2.4 | Protection individuelle | 185 |
| | Conclusion | 186 |

Les chantiers de construction sont très dangereux et des accidents peuvent survenir à tout moment, c'est pourquoi nous devons chercher des solutions pour les promouvoir.

L'objectif sera de réduire la fréquence et la gravité des accidents de chantier. Pour cela, il existe un certain nombre de dispositifs, de consignes et de règlements dits « de sécurité » dictés par différents organismes concernés par la sécurité du travail, dont le Bureau International du Travail (BIT).

Ces règlements contribuent à minimiser les accidents du travail et dégagent la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourraient être tenus responsables au cas où des dispositions ne seraient pas prises dans l'application des règles de sécurité sur le site.

1 ACCIDENT DU TRAVAIL

Selon le Code de la Sécurité Sociale : *“Est considéré comme accident du travail quelle qu’en soit la cause, l’accident survenu par le fait ou à l’occasion du travail à toute personne salariée ou travaillant à quelque titre que ce soit pour un ou plusieurs employeurs ou chefs d’entreprise.”*

On distingue deux types d’accidents, à savoir :

- Accident du travail avec arrêt.
- Accident du travail avec incapacité permanente.

Pour que l’accident du travail soit reconnu, l’employé doit justifier deux conditions :

- Il a été victime d’un fait accidentel dans le cadre de son activité professionnelle,
- Le fait accidentel a entraîné l’apparition soudaine d’une lésion.

Le fait à l’origine de l’accident du travail doit être soudain (ce qui le distingue de l’apparition de la maladie professionnelle). Cela peut provenir d’un événement ou d’une série d’événements, qui doivent être datés avec certitude. Ce fait doit se produire à cause ou pendant le travail, ce qui implique que l’employé doit être placé sous l’autorité de l’employeur lorsque l’événement accidentel se produit.

L’accident est présumé être d’origine professionnelle dès qu’il se produit dans les locaux de l’entreprise, même pendant un temps de pause. Cependant, la qualification d’accident du travail peut être exclue si le fait accidentel est la conséquence de faits non professionnels (par exemple, suicide sur le lieu de travail en raison de problèmes personnels).

1.1 Causes des accidents du travail

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les enquêtes effectuées après les accidents font toujours apparaître une multitude de causes s'ajoutant les unes aux autres pour provoquer et aggraver l'accident.

Ces causes sont la somme de différents éléments ou facteurs classés en deux catégories distinctes :

- Facteur matériel ;
- Facteur humain.

1.1.1 Facteurs matériels

Il concerne les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours de travail. Les causes d'accidents d'origine matérielle proviennent notamment :

- de la profession en général et du poste de travail en particulier ;
- de la nature et de la forme des matériaux mis en œuvre ;
- des outils et machines utilisés : implantation, entretien. . .
- de l'exécution du travail : difficultés particulières.
- du lieu du travail : éclairage, conditions climatiques. . .
- des conditions d'hygiène et de sécurité : ventilation, protection. . .

1.1.2 Facteurs Humains

Par Opposition aux conditions techniquement dangereuses et pratiquement décelables, les actions dangereuses dans le travail sont imputables au facteur humain et nécessitent parfois l'intervention des psychologues avertis.

Certain actions dangereuses sont des réactions psychiques difficiles à prévoir. Parce que chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment aux circonstances selon son humeur.

1.2 Les conditions dangereuses dans un chantier

Les conditions dangereuses sur le chantier sont :

- Installation non protégée ou mal protégée ;
- Outillages, engins et équipements en mauvais état ;
- Matière défectueuse, stockage irrationnel ;
- Protection individuelle inexistante ;
- Défauts dans la construction ;
- Eclairage défectueux ;
- Facteur d'ambiance impropre ;
- Conditions climatiques défavorables.

1.3 Les actions dangereuses dans un chantier

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables ;
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement ;
- Agir sans prévenir ou sans autorisation ;
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;
- Être Imprudent Durant le travail.

2 MOYENS DE PRÉVENTION ET DE PROTECTION

Dans l'entreprise comme dans la vie, c'est bien connu, « il vaut mieux prévenir que guérir ». Les risques professionnels et accidents de travail sont lourds de conséquences pour l'employeur, les employés et le travail.

2.1 Démarches de prévention

La démarche de prévention des risques liés aux machines doit respecter les principes généraux de prévention tels que définis dans le Code du travail :

- Éviter les risques ;
- Évaluer les risques qui ne peuvent être évités ;
- Combattre le risque à la source ;
- Adapter le travail à l'homme ;
- Tenir compte de l'évolution de la technique ;
- Remplacer ce qui est dangereux par ce qui est moins dangereux ;
- Planifier la prévention ;
- Prendre des mesures de protection collective en leur donnant la priorité sur les mesures de protection individuelle ;
- Donner des instructions appropriées aux travailleurs.

À ce titre, cette approche préventive se concentre prioritairement, à l'étape de la conception, sur l'élimination ou la réduction du risque à la source : de préférence, les technologies et produits les moins dangereux doivent être choisis (prévention intrinsèque). Lorsque le risque ne peut être éliminé, des protecteurs et / ou des dispositifs de protection collectifs doivent être mis en place. Si des risques résiduels subsistent, les utilisateurs doivent être informés et des équipements de protection individuelle (EPI) appropriés doivent être utilisés.

D'autres mesures préventives doivent également être mises en œuvre par les employeurs, notamment en exploitant le contenu des notices d'instructions : mise en place d'une organisation du travail adaptée, rédaction des consignes d'utilisation, choix des équipements de protection individuelle, développement de procédures à sécuriser les opérations telles que les réglages et la maintenance, l'information et la formation du personnel.

2.2 Évaluation des risques

- Dans les fouilles de tranchées, même de faible profondeur, les risques d'éboulement peuvent provoquer l'effondrement de l'engin au bas du talus ;
- En terrain très accidenté, les engins risquent de se renverser ;
- Le danger de collision avec d'autres engins de chantier dans la même zone de travail est possible ;
- L'exposition quotidienne du conducteur aux vibrations transmises à l'ensemble du corps, le bruit permanent du moteur et des manœuvres de l'engin sont préjudiciables à sa santé, hors protection individuelle ;
- Le déplacement des engins sur le chantier peut générer des risques de heurts avec les travailleurs à pied ou le public ;
- Projection de corps étrangers dans les yeux du fait d'un environnement particulièrement poussiéreux ;
- Travail aux intempéries (chaleur, froid, vent, givre, pluie).

2.3 Protection collective

2.3.1 Ergonomie de l'engin

- Poste de conduite ergonomique avec siège adapté ;
- Entretien régulier de l'engin : les engins de terrassement doivent faire l'objet de vérifications annuelles consignées sur le registre de sécurité.

2.3.2 Sécurité du chantier

- Entretien des pistes de circulation ;
- Signalisation temporaire et balisage du chantier ;

- Plan de circulation du chantier (engins, véhicules légers, piétons) : définition des zones d'évolution nécessaires à l'utilisation en sécurité de l'engin, règles de priorités, vitesses autorisées, limitation des charges ;
- Consignes de sécurité propres au chantier précisées aux conducteurs ;
- Adéquation de l'engin à son usage.

2.3.3 Réglementations routières

Les engins doivent être acheminés sur le chantier à l'aide de porte-engins. Sur la remorque, l'engin doit être immobilisé par des cales et arrimés par des câbles et les équipements (godets ou lames) doivent être abaissés. Tout déplacement nécessite une reconnaissance préalable de l'itinéraire à suivre afin de s'assurer qu'aucun obstacle n'entravera le passage du porte-engin et de son chargement.

2.3.4 Formation du conducteur

Le Code du travail fait obligation de délivrer une autorisation de conduite au personnel pour tous les engins de chantier mobiles à conducteur porté : en effet, le chef d'établissement doit se conformer aux obligations en matière de contrôle de connaissances et savoir-faire du conducteur pour la conduite en sécurité.

2.4 Protection individuelle

- La conduite d'engins de chantier soumet les conducteurs à des vibrations qui, à long terme, peuvent causer des problèmes de dos. Les règlements récents imposent de limiter l'exposition des travailleurs à ce type de vibrations. Les mesures de prévention peuvent permettre d'éviter des lombalgies qui sont reconnues comme maladies professionnelles. Afin de limiter leur apparition, de nombreuses mesures de prévention peuvent être mises en place : la réduction des amplitudes vibratoires, le choix du matériel et l'amélioration des conditions d'utilisation, le port d'une ceinture de maintien lombaire ;

- Le gilet de signalisation à haute visibilité de classe II fait partie des équipements de protection individuelle et doit être porté en permanence si le personnel travaille à proximité de la circulation routière ;
- Les gants de manutention pour les opérations de changement d'équipement ;
- Les casques de chantier pour la protection de la tête ;
- La protection auditive ;
- Les chaussures ou bottes de sécurité ;
- Les lunettes de sécurité.

Conclusion

Pour assurer la sécurité et la santé de travailleurs, tant les employeurs que des salariés doivent collaborer et participer à des programmes de santé et de sécurité liés à la médecine du travail, l'hygiène industrielle, la toxicologie, la formation, la sécurité des machines, l'ergonomie et la psychologie.

Conclusion Générale

Dans le cadre de ce travail de fin d'études, nous avons évalué la faisabilité de la retenue collinaire sur Chaabet El Guettar, commune de Khelil, Wilaya de Bordj Bou Arréridj.

L'étude s'est faite sur la base des rapports géologique, topographique et hydrologique bien détaillés. Ce qui nous a amené à faire les observations suivantes :

- La synthèse géologique du site et l'interprétation des résultats des essais géotechniques effectués sur les fondations, nous ont permis de conclure que ce dernier est favorable à l'implantation d'une retenue.
- Du point de vue topographique, la morphologie de la vallée et de la cuvette nous permet d'avoir un coefficient d'efficacité supérieur à 5. C'est-à-dire chaque mètre cube de remblai stockera 5 m³ d'eau.
- L'étude hydrologique a montré que les apports du bassin versant sont suffisants pour remplir la retenue qui est destinée à l'irrigation.
- Nous constatons que les zones d'emprunts prospectées sont très vastes et recèlent des volumes très importants, bien au-delà des besoins nécessaires pour la réalisation du corps du barrage.
- En se référant à la géologie du site et en prenant compte de l'aspect économique, La variante choisie est celle de la digue en terre homogène.
- Pour ce qui est des ouvrages annexes, un évacuateur latéral à entonnement frontal sera réalisé sur la rive droite de la vallée.
- Les organes de vidange et de prise d'eau seront groupés ensemble au pied aval de la retenue.
- Concernant la stabilité, l'étude qui a été réalisée a prouvé que les talus de la digue sont stables et qu'il n'y a aucun risque de glissement.

- La réalisation de la retenue va permettre à la région d'avoir un stockage en eau assez important destiné à irriguer les terres agricoles.

Compte tenu de tout ce qui a été développé lors de cette étude, Nous concluons que la retenue collinaire sur Chaabet El Guettar est faisable sur le plan technique et économique.

Bibliographie

- [1] R Rolley, H Kreitmann, J Dunglas, A Pierrejean, L Rolland, et al. *Technique des barrages en aménagement rural*. 1977. ix, 134
- [2] INZAMAC. *Résultats des essais de laboratoire Sur les échantillons paraffinés et remaniés*. 2015. x, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25
- [3] Weatherbase. <http://www.weatherbase.com/>. Accessed : 2018-07-22. 7
- [4] HYDRO-PROJET. *Etude d'une retenue collinaire dans la commune de Khelil*. 2015. 13
- [5] Touibia.B. *Manuel Pratique d'Hydrologie*. Presses Madani Frères, 2004. 31
- [6] Jean-Maurice Durand, Paul Royet, and Patrice Mériaux. *Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale*. Editions Quae, 1999. 111
- [7] CIGB. *Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95*. 1994. 122
- [8] Claude Marche. *Barrages : crues de rupture et protection civile*. Presses inter Polytechnique, 2008. 130
- [9] HASSANE.M. *Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue à entonnement frontale*. ENSH,Blida .Algérie, 1995. 146
- [10] BENLAOUKLI. *Organisation de chantier la planification des travaux*. Polycopies de cours, 2004. 174