

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 D'UNE RETENUE COLLINAIRE SUR
L'OUED ZNATIA COMMUNE D'EL HACHIMIA
W.BOUIRA**

PRESENTE PAR :

AICHOUNE MERZAKA

Devant les membres du jury

| Nom et Prénoms | Grade | Qualité |
|-----------------------|--------------|----------------|
| Mr. A.HADJ SADOK | M.C.A | Président |
| Mr .S.TOUMI | M.C.B | Examineur |
| Mme.D.DJOUDAR | M.C.B | Examinatrice |
| Mr. M.BOUZIANE | M.C.A | Examineur |
| Mr. M.HASSANE | M.C.B | Promoteur |

Septembre 2016

Remerciement

« Nous remercions dieu de nous avoir donné le courage d'accomplir ce travail »

Les mots me paraissent toujours bien radins quand vient le moment d'être reconnaissant et de dire merci à ceux qui, avec sollicitude, patience et dévouement, vous ont guidé et aidé.

A chacune des personnes ci-dessous nommées, je tiens, du fond du cœur, à dire merci et bien plus encore...

Mr. MOHAMED HASSANE mon promoteur, qui m'a chaleureusement accueilli au sein de son service, pour ses précieux conseils ainsi que pour son aide précieux dans mes démarches de recrutement à l'issue de ma thèse.

Le président et les membres du jury ; Mr. A.HADJ SADOK, Mr .S. TOUMI, Mr. M.BOUZIANE Mr. M.BOUKHLIFA qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

Aux cadres de l'DRE de la wilaya de Bouira ,surtout : Khaira ,Nacer , pour avoir mis à ma disposition toutes les données nécessaires pour le mémoire.

Mr. F.AZZOUZ , ingénieur en hydraulique qui m'accueilli dans son bureau d'étude et de m'avoir guidé .

Mes remerciement ne serais pas complets si je ne citerais pas tous mes amis surtout Somia , Nabila , Amira ,Mohammed.L..., et toutes les personnes qui m'ont aidé de près ou de loin afin d'élaborer ce mémoire.

AICHOUNE Merzaka



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et respect :

A mes chères parents : Ramdane et Dalila pour tous les sacrifices qui 'ils ont consentis à mon égard.

A mes frère, ma chère sœur : Said et Mohamed saad , mbarka pour son énorme soutien et encouragement .

A toute ma famille (Khaldi et Aichoune) sans exception.

A tous mes enseignants de l'ENSH qui ont participé à ma formation.

A tous mes amies de l'ENSH ainsi de L'EPST de Tlemcen.

A qui cheminez à mes cotés avec une larme ou un sourire de frère.

A vous qui devant, me tendez une perche et m'ouvrez le chemin.

A vous qui derrière, comptez sur moi et chuchotez des prières.

Et même à vous, hypocrites grincheux, envieux et ennemies du bien.

A toutes personnes utilisant ce document pour un bon usage.

ملخص

استفادت ولاية البويرة خلال السنوات الماضية من مشاريع هامة في قطاع الري تمثلت في إنشاء حواجز مائية بهدف تجميع المياه السطحية و استغلالها في سقي الأراضي الفلاحية للولاية.

لذلك قمنا باختيار إحداها و المتمثل في السد المتواجد على مستوى واد الزناتية بدائرة الهاشمية لولاية البويرة والذي كان محل دراستنا الهادفة إلى توضيح الجوانب الجيولوجية و الهيدرولوجية لهذا الحاجز المائي من اجل تحديد نوع السد والتحقق من مدى ثباته.

Résumé

La wilaya de Bouira a bénéficié dans les dernières années des projets importants dans le secteur d'hydraulique comme la réalisation des retenues collinaires dans le but de stocker les eaux de surface et les utiliser pour l'irrigation des terres agricoles.

De ce fait, nous avons choisi l'une de ces retenue située sur l'oued Znatia dans la commune d'El Hachimia de cette wilaya, qui fera l'objet de notre étude Notre objectif consiste à mettre en exergue les différents aspects géologiques et hydrologiques de la retenue collinaire pour déterminer le type de la digue et vérifier sa stabilité.

Abstract

Bouira province has benefited during the last years of the important projects in the irrigation sector, like the establishment of water barriers in order to catch surface water to irrigate the department of neighboring areas. We chose one of them which is dam on the level of Oued Znatia Hachemia in Bouira , which is the subject of our study ,to clarify the geological and hydrological aspects of this dam to determine the type and extent of stability.

Sommaire

| | |
|--|----|
| Introduction générale | 1 |
| Chapitre I : Présentation de la zone d'étude | |
| Introduction..... | 2 |
| I-1.Condition de choix du site d'un barrage..... | 2 |
| I-2.La présentation de la wilaya de Bouira..... | 2 |
| I.3. Localisation et accès..... | 3 |
| I.4 .Fond topographique existant | 3 |
| I.5.Géomorphologie, Climat et Végétation de la zone d'étude..... | 4 |
| I-6. Le choix du site..... | 5 |
| Conclusion..... | 7 |
| Chapitre II : Etude géologique et géotechnique | |
| II-1.Etude géologique..... | 8 |
| Introduction..... | 8 |
| II-1.1.Description du site de la retenue..... | 8 |
| II-2.Géologie régionale | 9 |
| II-2.1. Analyse lithologique de la cuvette..... | 11 |
| II-2.2. Hydrogéologie de l'assiette de la cuvette..... | 11 |
| II-2.2. Hydrogéologie de l'assiette de la cuvette..... | 11 |
| II-2.3. Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue | 11 |
| II-3. Hydrogéologie de la zone d'emprise de la digue | 11 |
| II-4. La fondation de la digue et des ouvrages annexes | 12 |
| II-5. Stabilité de la digue | 12 |
| II-6. Matériaux de construction..... | 12 |
| II-7. Sismicité de la région..... | 13 |
| Conclusion..... | 14 |
| II-2. Etude géotechnique..... | 15 |
| Introduction | 15 |
| II-2.1.Prospection géotechnique de terrain..... | 15 |
| II-2.2.Prospection géotechnique de laboratoire..... | 17 |
| II-2.3.Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétation | 18 |
| II-2.3.Matériaux de construction de la digue | 19 |
| Conclusion | 23 |
| Chapitre III : Etude Hydrologique | |
| Introduction | 24 |
| III-1.Etude des caractéristiques morphométriques du bassin versant | 24 |
| III -1.1.Paramètres géométriques | 24 |
| III-1.2.Paramètres hydromorphométriques..... | 25 |
| III-1.3.Paramètres du relief..... | 28 |
| III-2. Les caractéristiques hydrographiques | 34 |
| III-3.Caractéristiques climatiques de la région d'El Hachimia..... | 40 |
| III-3.1.La température..... | 40 |
| III-3.2.Le vent | 41 |

| | |
|---|-----|
| III-3.3.Evaporation | 42 |
| III-3.4.Humidité relative..... | 43 |
| III-4.Pluviométrie..... | 44 |
| III-4.1.Pluie moyenne annuelle..... | 44 |
| III- 4.2.Les pluies maximales journalières..... | 44 |
| III-5.Pluie de courte durée à différentes fréquences..... | 55 |
| III-6.Etudes des apports..... | 59 |
| III-6.1. Apport liquide..... | 59 |
| III-6.2.Caractéristiques de l'écoulement | 61 |
| III-6.3. Coefficient de variation | 61 |
| III-6.4. Estimation fréquentielle des apports..... | 61 |
| III-6.5.Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%..... | 62 |
| III-7.Étude des crues..... | 66 |
| III-7.1.Définition de la crue..... | 66 |
| III-7.2.Détermination de la crue par formules empiriques..... | 66 |
| III-8.Régularisation des débits..... | 79 |
| III-8.1.Les courbes caractéristiques (capacité -hauteur, surface- hauteur)..... | 80 |
| III-8.2.La régularisation..... | 82 |
| III-9. Laminage des crues | 90 |
| III-9.1.Méthode de KOTCHERINE..... | 91 |
| III-9.2.Méthode Grapho-analytique de HILDENBLAT..... | 97 |
| III-10.Etude d'optimisation | 101 |
| III-10.1.Calcul du coût approximatif de la digue | 101 |
| III-10.2.Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crue | 107 |
| III.10.3.Cout total de la retenue | 109 |
| Conclusion | 110 |

Chapitre IV: Etude des variantes de la digue

| | |
|---|-----|
| Introduction | 112 |
| IV-2. Les variantes à choisir..... | 113 |
| IV-3. Définition du profil général du barrage..... | 115 |
| IV-3.1.Revêtement des talus de la digue | 115 |
| VI-3.2.Protection de la crête | 117 |
| IV-4. Etanchéité du barrage | 118 |
| IV-4.1.Le noyau | 118 |
| IV-4.2.La clé d'étanchéité | 119 |
| IV-4.3. Drain aval..... | 120 |
| IV-4.4.Masque en béton | 121 |
| IV-5. Etude Technico-économique..... | 122 |
| IV-5.2.Barrage zoné (à noyau) | 125 |
| IV-5.3.Barrage en enrochement avec un masque en béton | 128 |
| IV-5.4.Estimation du cout des variantes | 129 |
| Conclusion..... | 130 |

Chapitre V: Etude de la variante retenue

| | |
|--|-----|
| V-Description générale de l'aménagement..... | 131 |
| V-1.Classification de l'ouvrage..... | 131 |
| V-2.Les dimensions de la variante choisie..... | 132 |

| | |
|--|-----|
| V-2.1.La hauteur du barrage..... | 132 |
| V-2.2.Largeur en crête..... | 132 |
| V-2.3.La pente des talus | 132 |
| V-2.4.Les bermes | 132 |
| V-3.Revêtement des talus de la digue | 132 |
| V-4.Protection de la crête | 135 |
| V-5.2 Disposition des drains et filtres dans un barrage en terre | 135 |
| V-5. Etanchéité du barrage | 135 |
| V-5.1.La clé d'étanchéité | 135 |
| V-5.4 .Le prisme de drainage..... | 136 |
| V-5.5.Dimensionnement du drain vertical..... | 137 |
| V-5.6.Les filtres | 137 |
| V-6.Calcul des infiltrations à travers le corps de la digue | 138 |
| V-6.1.Objectif de calcul d'infiltration | 142 |
| V-6.2.Définition | 142 |
| V-6.3.Tracé de la ligne de saturation | 142 |
| V-6.4.Calcul du débit d'infiltration (débit de fuite)..... | 145 |
| V-6.Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage..... | 146 |
| V-6.1.Dispositif d'étanchéité | 146 |
| V-6.2.Fondation du barrage | 147 |
| V-7.1.Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) | 148 |
| V-7.2.Stabilité des talus | 149 |
| V-7.3.Hypothèses de calcul par la méthode des tranches | 149 |
| V-7.4.Conséquences de l'instabilité des talus..... | 150 |
| V-7.5.Ordre de calcul (Méthode des tranches) | 151 |
| V-7.6.Les caractéristiques géotechniques des sols | 153 |
| V-7.7.Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement..... | 153 |
| Conclusion..... | 156 |

Chapitre VI: Etude des variantes des ouvrages annexes

| | |
|---|-----|
| Introduction | 157 |
| VI-1. Classification des ouvrages annexes | 157 |
| VI-2. l'évacuateur de crues | 158 |
| VI-2.1.Critères de choix de l'évacuateur de crues | 158 |
| VI-2.2.Différents types des évacuateurs de crues..... | 158 |
| VI-2.3 .Choix de la variante | 159 |
| VI-2.4. Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues | 160 |
| VI-3.Ouvrage de prise d'eau..... | 160 |
| VI-3.1. Le choix de la variante..... | 161 |
| VI-4.Ouvrage de vidange | 161 |
| VI-4.1.Le choix de la variante..... | 162 |
| VI-5.Dimensionnement des ouvrages annexes | 163 |
| VI-5.1.Dimensionnement de la prise d'eau..... | 163 |
| VI-5.2.Dimensionnement de l'ouvrage de vidange | 164 |
| VI-5.3.Dimensionnement de l'évacuateur des crues | 167 |
| VI-6.Conception de l'évacuateur de crues | 181 |
| VI-7.Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier..... | 182 |

| | |
|---|-----|
| Conclusion | 183 |
| Chapitre VII : Organisation de Chantier | |
| Introduction..... | 184 |
| VII-1. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier | 184 |
| VII 2.Description de chantier..... | 185 |
| VII-2.1.Les moyens de chantier..... | 185 |
| VII-3.Travaux préparatoires et installation de chantier | 186 |
| VII-3.1.Travaux préparatoires..... | 187 |
| VII-4. L'implantation de l'ouvrage..... | 187 |
| VII-4.1.Etapes de réalisation de la vidange de fond..... | 187 |
| VII-4.2.la réalisation de la digue..... | 187 |
| VII-4.3.Etapes de réalisation de l'évacuateur de crue..... | 188 |
| VII-5. Planification | 189 |
| VII-5.1. Définition | 189 |
| VII-5.2. Techniques de la planification | 189 |
| VII-5.3. Les paramètres de la méthode C.P.M | 191 |
| VII-5.4. Les plannings | 192 |
| VII-6. Symboles des différentes opérations | 192 |
| VII-7. Devis estimatif de la retenue et des ouvrages annexes | 196 |
| Conclusion..... | 196 |
| Chapitre VIII: Protection et sécurité du Travail | |
| Introduction | 197 |
| VIII-1.Evaluation des risques | 197 |
| VIII-1.1.Principales familles de risques | 197 |
| VIII-2.Les causes des accidents | 198 |
| VIII-2.1.Causes humaines | 198 |
| VIII-2.2.Causes techniques | 198 |
| VIII-3.Conditions dangereuses dans le chantier | 198 |
| VIII-4.Actions dangereuses | 198 |
| VIII-5.Organisation de la prévention des accidents du travail | 199 |
| Conclusion..... | 200 |
| Conclusion générale | 201 |

Liste des tableaux

Chapitre II: Etude géologique et technique

| | |
|---|----|
| Tableau II.1 : Coefficients d'accélération..... | 13 |
| Tableau II.2 : Les Prospection géotechnique du laboratoire..... | 17 |
| Tableau II.3: Teneur en eau naturelle | 18 |
| Tableau II.4 : Limites d'Atterberg..... | 18 |
| Tableau II.5 : Essais de compressibilité à l'oedomètre..... | 19 |
| Tableau II.6 : Essais chimiques sommaires du sol..... | 19 |
| Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des résultats des essais de laboratoire..... | 21 |

Chapitre III : Etude hydrologique

| | |
|---|----|
| Tableau III.1: Classification de bassin en fonction de Kc..... | 25 |
| Tableau III.2 : Surface partielles du bassin versant par tranche d'altitude..... | 27 |
| Tableau III.3: Surfaces partielles par tranche d'altitude | 28 |
| Tableau III.5:Détermination des altitudes..... | 30 |
| Tableau III.6 : Les longueurs des courbes de niveaux..... | 30 |
| Tableau III.7 : Détermination de la pente de Roche..... | 31 |
| Tableau III.8: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)..... | 33 |
| Tableau III.9 : Détermination de profil en long du cours d'eau | 34 |
| Tableau III.10: Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du BV | 35 |
| Tableau III.11 : Répartition mensuelle des températures moyennes en ° C..... | 39 |
| Tableau III.12: Répartition mensuelle des vitesses moyennes des vents en m/s..... | 40 |
| Tableau III.13: Répartition mensuelle de l'évaporation moyenne (en mm)..... | 41 |
| Tableau III.14: Répartition mensuelle de l'humidité relative moyenne (en%)..... | 42 |
| Tableau III.15 : Pluie en millimètres Station d'El Hachimia 1980-2010..... | 43 |
| Tableau III.16 : Les caractéristiques de la série pluviométrique (pjmax)..... | 44 |
| Tableau III.17: Les résultats du test de Mood..... | 45 |
| Tableau III.18: Résultat d'Ajustement à la loi de Gumbel..... | 46 |
| Tableau III.19: Ajustement à la loi de Galton (log-normal)..... | 49 |
| Tableau III.20: Ajustement à la loi des extrêmes généralisés (loi GEV)..... | 51 |
| Tableau III.21 : Paramètre de test de χ^2 | 52 |
| Tableau III.22 : Caractéristiques de la série pluviométrique | 54 |
| Tableau III.23 : Les précipitations des différentes fréquences..... | 54 |
| Tableau III.24 : La pluie de courte durée pour différents fréquences..... | 55 |
| Tableau III.25: Intensité de pluie pour différents fréquences (IDF)..... | 56 |
| Tableau III.26: Récapitulatif des résultats..... | 57 |
| Tableau III.27: Répartition mensuelle de l'apport moyen..... | 58 |
| Tableau III.28 : Les apports fréquents..... | 59 |
| Tableau III.29 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel de 80%..... | 60 |
| Tableau III.30: Valeurs de α en fonction de la perméabilité..... | 62 |
| Tableau III.31: Débit maximum pour différentes périodes de retour | 63 |
| Tableau III.32 : Valeur de γ en fonction de bassin versant..... | 64 |
| Tableau III.33 : Récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovesky..... | 67 |
| | 68 |
| | 68 |

| | |
|---|-----|
| Tableau III.34 : Récapitulatif des résultats de la formule TURRAZA..... | 69 |
| Tableau III.35 : Récapitulatif des résultats de calcul | 69 |
| Tableau III.36: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ | 70 |
| Tableau III.37 : Hydrogrammes de crues pour différents périodes de retour..... | 71 |
| Tableau III.38 : Surface débitantes .km ² | 74 |
| Tableau III.39 : Débits de crue (méthode synthétique) | 75 |
| Tableau III.40 : Les catégories des dommages..... | 76 |
| Tableau III.41: Choix de la crue de projet..... | 77 |
| Tableau III.42: Caractéristiques topographiques de la retenue..... | 80 |
| Tableau III.43 : La répartition mensuelle de l'apport 80% | 82 |
| Tableau III.44 : La répartition mensuelle de besoins en eau..... | 82 |
| Tableau III.45: Détermination de la période à bonne hydraulité..... | 83 |
| Tableau III.46 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm ³)..... | 85 |
| Tableau III.47 : Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques..... | 87 |
| Tableau III.48 : Volumes des pertes dans la retenue..... | 88 |
| Tableau III.49: Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm ³)..... | 89 |
| Tableau III.50 : Résultats des calculs avec les formules précédentes..... | 93 |
| Tableau III.51: Calcul de débit déversant pour différents h_{di} et b_i | 94 |
| Tableau III.52: Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine..... | 96 |
| Tableau.III.53: Calcul les débits déversants..... | 99 |
| Tableau.III.54: Débits laminés..... | 100 |
| Tableau III.55: Valeurs indicatives des pentes des talus..... | 102 |
| Tableau III.56: Résultat de calcul de la revanche..... | 103 |
| Tableau III.57: Résultat de calcul de la hauteur du barrage..... | 104 |
| Tableau III.58: Résultat de calcul de la largeur en crête | 104 |
| Tableau III.59 : Coût de la digue..... | 106 |
| Tableau III.60: Le coût du canal d'approche..... | 107 |
| Tableau III.61 : Coût du déversoir de l'évacuateur de crue..... | 108 |
| Tableau III.62: Coût de coursier..... | 109 |
| Tableau III.63 : Récapitulatif du cout total de la retenue (digue +l'évacuateur de crue)..... | 109 |
| Tableau III.64: Récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage..... | 111 |

Chapitre IV : Etude des variantes de la digue

| | |
|--|-----|
| Tableau IV.1 : Valeur de C en fonction de la pente du talus et du poids..... | 116 |
| Tableau IV.2 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues..... | 117 |
| Tableau IV.3 : Le gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage et de type de fondation | 119 |
| Tableau IV.04 : Volume de la crête | 123 |
| Tableau IV.5 : Volume de recharge (Argile)..... | 123 |
| Tableau IV.6 Volume (sable +gravier+enrochement) | 124 |
| Tableau IV.7 : Volume des terres végétales | 124 |
| Tableau IV.8 : Volume (de drain (drain vertical, tapis drainant, drain prisme)..... | 125 |
| Tableau IV.9 : Volume du noyau | 126 |
| Tableau IV.10 : Volume des recharges..... | 126 |
| Tableau IV .11 : Volume (sable +gravier+enrochement)..... | 127 |
| Tableau IV .12 : Volume des terres végétales | 127 |
| Tableau IV .13 :Volume des recharges..... | 128 |
| Tableau IV .14: Volume des recharges..... | 128 |
| Tableau IV .15 : Volume du masque en béton | 128 |
| Tableau IV.16 : Volume(sable+gravier+enrochement)..... | 129 |

| | |
|--|-----|
| Tableau IV .17 : Les couts des variantes étudiées..... | 129 |
|--|-----|

Chapitre V : Etude de la variante retenue

| | |
|--|-----|
| Tableau V.1 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation..... | 131 |
| Tableau V.2 : Valeur de C en fonction de la pente du talus et du poids | 134 |
| Tableau V.3 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues..... | 134 |
| Tableau V.4 : Récapitulatif des résultats de la 1 ^{ère} couche de filtre..... | 140 |
| Tableau V.5 : Récapitulatif des résultats de la 2 ^{ème} couche de filtre..... | 140 |
| Tableau V.6: Coordonnées de la parabole de KOZENY | 144 |
| Tableau V.7 : Classification des barrages | 147 |
| Tableau V.8 : Gradient admissible à travers le remblai terreux | 147 |
| Tableau V.9: Gradient admissible pour les fondations d'un remblai..... | 148 |
| Tableau V.10 : Détermination de coefficient de sécurité..... | 148 |
| Tableau V.11: Coefficient de stabilité admissible des talus..... | 151 |
| Tableau. V.12 : Les différentes valeurs de K ₁ et K ₂ | 152 |
| Tableau V.13: Caractéristique géotechnique | 153 |
| Tableau V.14 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement..... | 156 |

Chapitre VI : Ouvrages annexes

| | |
|--|-----|
| Tableau VI.1 : Les paramètres de calculs | 168 |
| Tableau VI.2 : Coordonnées de la nappe déversante | 170 |
| Tableau VI.3 : Calcul de la ligne d'eau dans le coursier | 175 |
| Tableau VI.4: Calcul de ligne d'eau..... | 176 |
| Tableau VI.5 : Descriptif de ligne d'eau..... | 177 |

Chapitre VII : Organisation de chantier

| | |
|---|-----|
| Tableau VII.1 : Engins de terrassement | 186 |
| Tableau VII.2: Symboles des opérations..... | 192 |
| Tableau VII.3 : Détermination des chemins critiques | 194 |
| Tableau VII.4 : Programme des travaux pour la réalisation de la retenue collinaire (Diagramme de Gant) | 195 |
| Tableau VII.5 : Devis estimatif de la retenue | 196 |

Liste des figures

Chapitre I : Etude topographique

| | |
|--|---|
| Figure I.1: La localisation de site de la retenue projetée | 3 |
| Figure I.2: Photo satellitaire de la situation de la retenue projetée..... | 4 |
| Figure I.3 : Le bassin versant de la retenue collinaire extrait de la carte topographique de Sour El.... Ghozlane NJ-31-IV-8-EST Echelle 1/50000..... | 5 |

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

| | |
|--|----|
| Figure II.1: Extrait de la carte géologique El Esnam échelle 1/50000 | 10 |
| Figure II .2: Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA 99 version 2003)..... | 14 |
| Figure II.3 : Plan d'implantation des sondages..... | 15 |
| Figure II.4 : La coupe géologique de la digue..... | 21 |
| Figure II.5 : L'emplacement de la zone d'emprunt..... | 22 |

Chapitre III : Etude hydrologique

| | |
|---|----|
| Figure III.1 : Carte de situation du bassin versant (Echelle 1 : 150000)..... | 25 |
| Figure III.2 : Le rectangle équivalent..... | 27 |
| Figure III.3 : La courbe hypsométrique | 29 |
| Figure III.4 : Le bassin versant et les courbes de niveau | 32 |
| Figure III.5 : Classification de Schum | 34 |
| Figure III.6 : profil en long du cours d'eau principal | 36 |
| Figure III.7: Répartition mensuelle des températures moyennes en ° C | 41 |
| Figure III.8 : La vitesse moyenne des vents..... | 41 |
| Figure III.9 : La répartition mensuelle de l'évaporation | 42 |
| Figure III.10 : Répartition mensuelle de l'humidité relative moyenne (en%)..... | 43 |
| Figure III.11: La droite de l'ajustement avec la loi de Gumbel | 49 |
| Figure III.12: la droite de l'ajustement avec la loi de Galton | 51 |
| Figure III.13: Ajustement à la loi de GEV..... | 52 |
| Figure III.14: Comparaison des ajustements..... | 53 |
| Figure III.15 : Représentation des précipitations en fonction de temps pour les différentes fréquences..... | 57 |
| Figure III.16 : Représentation des intensités en fonction de temps pour les différentes fréquences..... | 58 |
| Figure III.17 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen | 60 |
| Figure III.18 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen de fréquence 80%..... | 63 |
| Figure III.19 : L'hydrogramme des crues pour différents périodes..... | 72 |
| (Méthode de SOKOLOVSKY)..... | 74 |
| Figure III.20 : Tracé du réseau d'isochrone du bassin versant de Oued znataia..... | 75 |
| Figure III.21: Hydrogrammes de crue (méthode synthétique)..... | 78 |
| Figure III.22: Hydrogramme de la crue de projet à une période de retour 100 ans..... | 79 |
| Figure III.23: Hydrogramme de la crue du chantier pour une période de retour de 20 ans.. | 81 |
| Figure III.24: La courbe capacité hauteur..... | 81 |
| Figure III.25 : La courbe surface hauteur..... | 87 |
| Figure III.26 : La courbe topographique (capacité –surface)..... | 95 |

| | |
|--|-----|
| Figure III.27: Laminage des crues pour différents h_d | 96 |
| Figure III.28 : Le débit en fonction de volume forcé (Q, q)= $f(V_f)$ | 99 |
| Figure III.29 : Courbe des débits déversants..... | 101 |
| Figure III.30: Hydrogramme entrant et sortant par la méthode de Hildenblat..... | 110 |
| Figure III.31 : Les courbes d'optimisation..... | 111 |
| Figure III.32 : Schéma de la retenue | 111 |
| Chapitre IV: Etude des variantes de la digue | |
| Figure IV.1 : Coupe transversale de la digue homogène..... | 113 |
| Figure IV.2 : Coupe transversale d'un barrage zoné..... | 114 |
| Figure IV.3 : Coupe transversale d'un barrage en enrochement avec un masque en béton..... | 114 |
| Chapitre V: Etude de la variante retenue | |
| Figure V.1 : Barrage en remblai homogène avec un drain vertical | 131 |
| Figure V.2 : Drain tapis filtrant..... | 135 |
| Figure V.3: Drain vertical..... | 136 |
| Figure V.4 : Schéma de calcul de la ligne de saturation | 143 |
| Figure V.5 : Caractéristique de la ligne de saturation déterminée à partir du rapport..... | 145 |
| Figure V.6 : Définition du cercle de glissement par la méthode des tranches..... | 152 |
| Figure V.7 : Schéma illustrant le principe de la méthode des tranches | 154 |
| Chapitre VI : Etude des variantes des ouvrages annexes | |
| Figure VI.1 : Schéma descriptif du canal d'approche | 168 |
| Figure VI.2 : Profil de déversoir | 170 |
| Figure VI.3 : Le tirant d'eau dans le coursier..... | 176 |
| Figure VI.4 : Tracé de la ligne d'eau (avec canal 21)..... | 176 |
| Figure VI.5: Le bassin à ressaut | 178 |
| Figure VI.6 : Bassin de type I | 179 |
| Chapitre VII: Organisation de chantier | |
| Figure VII.1 : Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier..... | 185 |
| Figure VII.2 : Réseau à nœud..... | 193 |
| Chapitre VIII : Protection et sécurité de travail | |
| Figure VIII.1: L'organigramme de l'organisation de la prévention des accidents du travail..... | 200 |

Liste des planches

Planches N° 01: Plan d'aménagement de la retenue.

Planches N° 02: Coupe géologique suivant la retenue.

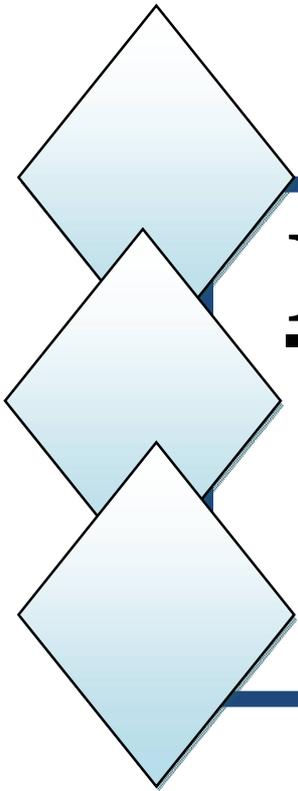
Planches N° 03: Coupe type pour les trois variantes.

Planches N° 04: Coupe transversal de la digue de la retenue.

Planches N° 05: Etude de la stabilité de la retenue.

Planches N° 06: Profil en long de l'évacuateur de crue.

Planches N° 07: Profil en long de la vidange de fond et la prise d'eau.



Introduction générale

Introduction générale

Le secteur de l'agriculture dans la wilaya de Bouira a connu ces dernières années un développement remarquable. Cependant, vu la vastitude du territoire et des bassins versants des cours d'eau, les volumes d'eau qui se déversent dans les talwegs sont considérables et c'est pourquoi une nouvelle politique de construction de barrages et de retenues collinaires est mise en œuvre.

Une retenue collinaire a été projetée sur Oued znatia pour l'irrigation des périmètres des cultures maraîchères de la région d'El Hachimia .Cela permettra au secteur agricole de se redéployer sur de nouvelles activités dans le cadre de la polyculture rendue possible par la présence de l'eau, d'où un surplus de production agricole. L'objectif principal de notre mémoire consiste à étudier cette retenue. L'étude comprendra (8) chapitres:

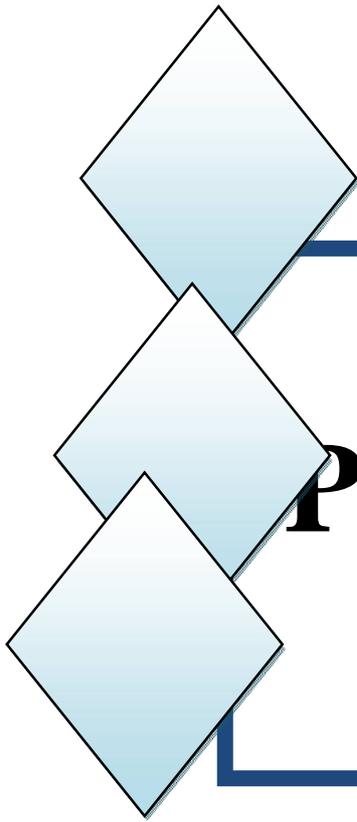
Dans les deux premiers on a analysé les conditions topographiques, géologiques et géotechniques de la zone d'étude pour le bon choix du site.

Ensuite l'étude hydrologique sert à déterminer le comportement hydrographique et géomorphologies de bassin versant ainsi que de traiter les données pluviométriques et climatiques dans le but de calculer l'hydrogramme des crues (pour le dimensionnement de l'évacuateur de crue) et d'estimer le transport solide et la régularisation des débits et par la suite, la capacité de stockage de la retenue. Un calcul d'optimisation a été effectué pour trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue.

Le cinquième chapitre est consacré au choix de la variante technico-économique du projet, et à l'étude détaillée de sa conception.

Un autre chapitre sera destiné à l'étude et au dimensionnement hydraulique des ouvrages annexes: évacuateur de crue, ouvrages de vidanges et de prise d'eau.

Enfin les deux derniers chapitres comportent : l'organisation de chantier et la sécurité de travail, le premier a pour but l'optimisation des délais et coûts de réalisation des travaux. Tandis que le second a pour finalité d'assurer les bonnes conditions de travail et la protection de la santé afin d'améliorer la productivité.



Chapitre I : **Présentation de la** **zone d'étude**

Introduction

Le but principal de l'étude topographique est d'établir les documents nécessaires pour les avants projets (plans, cartes, documents...) qui permettront aussi en premier lieu de se Prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes.

L'objectif de la réalisation de la future retenue sur oued znatia dans la wilaya de Bouira est consiste au stockage des débits et de couvrir les besoins en eau pour l'irrigation.

I-1. Condition de choix du site d'un barrage

Parmi les critères déterminants du choix d'un site d'une retenue collinaire, on distingue les différents points suivants :

- Garantir la quantité d'eau qui sera piégée dans la retenue.
- Bonne Géologie pour l'emplacement de la retenue.
- Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume de la retenue sera minimum.
- Choisir l'emplacement rapproché des zones d'accès existantes facile afin d'éviter la création d'autres voies importantes pour les engins et la main d'œuvre.
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

I-2. La présentation de la wilaya de Bouira

La wilaya est située dans la région de Kabylie, elle est bordée par les chaînes montagneuses du Djurdjura et des Bibans, elle est délimitée :

- Au nord par les deux wilayas de Boumerdès et de Tizi Ouzou .
- A l'est par les deux wilayas de Béjaïa et de Bordj Bou Arréridj .
- Au sud par la wilaya de M'Sila .
- A l'ouest par les deux wilayas de Blida et de Médéa .

I.3. Localisation et accès

Le site de la retenue se trouve sur l'oued znatia , situé au niveau de la Commune d'El Hachimia ,au lieu dit Douar Ouled Salah au Sud- Est de la commune et de la Daira d'El Hachimia dans la Wilaya de Bouira. La zone d'étude de la retenue collinaire se situe dans wilaya de Bouira, dans une zone de Haut Plateaux.

Pour y accéder, il faut prendre la route menant de Bouira (CW n° 97) qui part d'El Hachimia vers Hammam Ksana .Le site se trouve au Sud de cette route à une distance de 300 m.



Figure I.1: La localisation de site de la retenue projetée (DRE Bouira)

I.4 .Fond topographique existant

Le site de la retenue collinaire et celui du bassin versant sont identifié sur la carte d'état-major de Sour El Ghozlane Feuille NJ-31-IV-8 Est à l'échelle 1 / 50000.

Les coordonnées U.T.M du site sont :

$$X = 574,25 \text{ km}$$

$$Y = 4007,2 \text{ km}$$

$$Z = 758,00 \text{ m NGA}$$



Figure I.2: Photo satellitaire de la situation de la retenue projetée
(Source : google earth)

I.5.Géomorphologie, Climat et Végétation de la zone d'étude

Le bassin est constitué d'une part d'une zone basse avec des terrains relativement plats et des pentes faibles .D'autre part d'une zone haute dont le relief est accidenté .Les terrains de zone basse sont à vocation agricole surtout la culture des céréales.

La cuvette se trouve dans un relief plat avec des pentes faibles, comprise entre deux collines dont les hauteurs ne dépassent pas une vingtaine de mètre .La zone inondable touche une partie des champs de céréales .La surface du bassin versant est de 4.56Km².La zone de la retenue et la cuvette appartient à la région semi aride. On trouve des arbrisseaux le long de lit d'oued. La zone de la cuvette de retenue n'est pas habitée, il y a des terres cultivées sur les collines voisines.

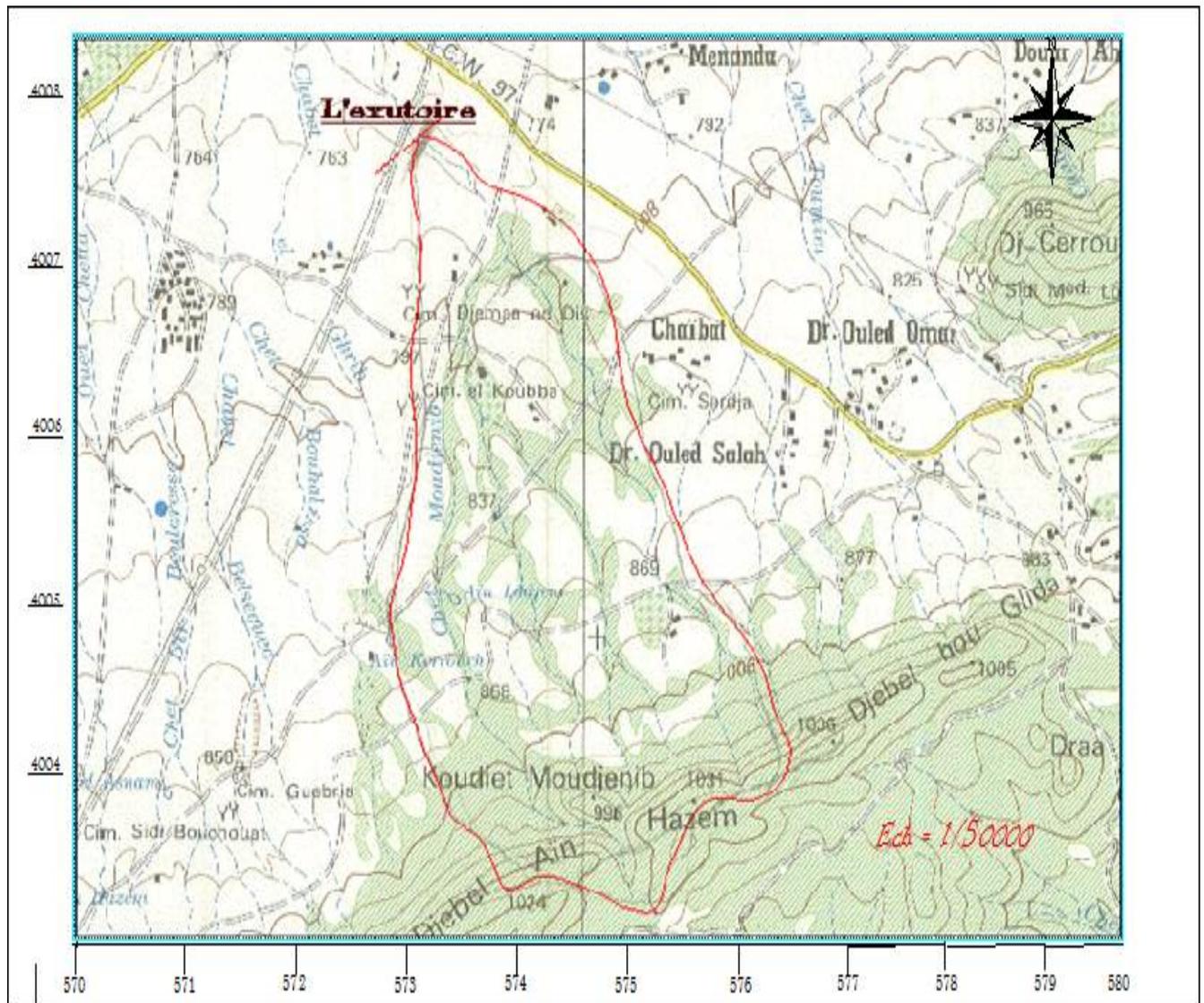


Figure I.3 : Le bassin versant de la retenue collinaire extrait de la carte topographique de Sour El Ghozlane NJ-31-IV-8-EST Echelle 1/50000

I-6. Le choix du site

Les objectifs à atteindre et les contraintes qui en résultent pour la retenue collinaire étant connus, il convient ensuite de rechercher le site le plus apte à satisfaire ces objectifs et de préciser dans quelles conditions l'ouvrage pourrait être réalisé sur ce site pour se prononcer en toute connaissance de cause sur sa faisabilité et sur les suites à donner au projet.

A ce stade il faut éviter, dans la mesure du possible, d'engager des opérations coûteuses pour l'étude d'un site, avant d'avoir la certitude que ce site peut convenir. Cela suppose une organisation rationnelle de la progression des reconnaissances et des études.

L'axe de la retenue a été tracé le plus rectilignement possible pour des considérations techniques, il est choisi selon les conditions géologiques, topographiques ensuite la qualité et la disponibilité des matériaux de construction.

Au stade de l'identification des sites, le coefficient d'efficacité « R » est un des critères les plus importants justifiant le choix d'un site. Il est défini comme étant le rapport entre le volume du réservoir et le volume de la digue :

$$R = C/V$$

C : Capacité de réservoir.

V : Volume de la digue.

Pour un barrage, le site est jugé potentiel si le coefficient d'efficacité est supérieur à 12. En ce qui concerne les retenues collinaires on accorde une valeur comprise entre 3 à 10.

Donc pour notre retenue on a : $C = 72400 \text{ m}^3$

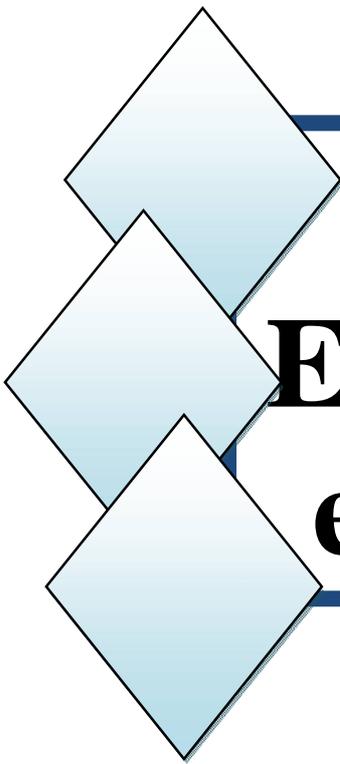
$$V = 20448.207 \text{ m}^3$$

$$R = (72400/20448.207) = 3.54$$

On trouve que : $R = 3.49$; ce qui nous implique que notre site est potentiel. Vue la potentialité agricole de la zone d'étude, la future retenue collinaire sera destinée à l'irrigation gravitaire des périmètres agricoles au voisinage de notre site.

Conclusion

D'après ces informations sur le site, on conclue d'une façon globale qu'il est faisable pour la projection de notre futur ouvrage d'un point de vue générale, dont aucun risque particulier n'est à craindre.



Chapitre II :
Etude géologique
et géotechnique

II. Etude géologique

Introduction

Après l'étape d'identification d'un site de barrage, un examen visuel par un géologue expérimenté en barrages est indispensable avant toute poursuite des études. Il nécessite seulement une demi-journée à une journée.

Cette visite de terrain a pour but de déterminer les grandes lignes de la géologie du site avant toute mise en œuvre de moyens de reconnaissance plus lourds. Son rôle est multiple :

- Replacer le site dans son contexte géologique local et régional.
- Déceler d'éventuelles conditions géologiques rédhibitoires visibles immédiatement.
- Orienter la suite des études, et en particulier définir et implanter les travaux de reconnaissance ultérieurs.

Eventuellement, affiner l'implantation du barrage en tenant compte de détails géomorphologiques ou autres.

II -1.Description du site de la retenue

Le site de la retenue se trouve à quelques kilomètres de la localité d'El Hachimia, à proximité immédiate du chantier de construction de la route de contournement de cette agglomération.

L'oued dont le lit est étroite, coule de deux collines peu élevées et de pentes faibles, constituées de terrains meubles, argileux en surface et marneux et marne-calcaire en profondeur. Ces sols devraient normalement convenir comme matériaux de construction de la digue, leurs caractéristiques géotechniques s'y prêtent à priori et les quantités disponibles devraient normalement satisfaire les besoins.

L'oued lui-même charrie des alluvions récentes, de granulométrie fine, ce qui constitue un facteur favorable du point de vue de la fondation de la digue.

De même l'imperméabilité de la cuvette semble ne pas poser de problèmes. Par ailleurs les problèmes de stabilité (poinçonnement et tassement) ne sont pas à craindre.

Nous pensons qu'au vu des différentes formations que :

- La cuvette est probablement étanche.
- Les matériaux pour la construction du corps de la digue peuvent être extraits de la cuvette en quantité suffisante.

II-2.Géologie locale

(m₁)Poudingues et argiles rouges(Aquitaniens)

Au nord de la zone d'étude ; il y a une formation alluviale très puissante où sont mêlés des lits ou des assises de galets, de sables, d'argile sableuses ou d'argile compactes. L'ensemble est généralement coloré en rouge brique .Son épaisseur maximum n'est pas inférieure à 150 m, ou 200 m, à la bordure de nord de la feuille .Elle se réduit progressivement vers le sud, il n'y a souvent plus qu'une pellicule des terres rougeâtres. Ces dépôts d'alluvions rutilantes sont d'âge très ancien.

(a²) Alluvions récentes des vallées

Au niveau de la zone d'étude au Basse –plaine, plus ou moins bien conservée, dans les vallées importantes avec alluvions limono-sableuses et caillouteuses mélangées.

(e³) Calcaires lités et marnes (Vraconniens)

A l'Est de la zone d'étude c'est la zone qui sépare le céno-manien de l'Albien est discernable sous le grand abrupt qui caractérise le front nord de la chaîne des Biban. Ailleurs sa continuité est moins manifeste.

Dans la région d'Ain Hazem on recueille d'assez nombreux fossiles caractéristiques : Latidorsella Latidorsata, Desmoceras Beudanti Desm , Mayori, Phylloceras , Velledoe avec des bélemnites et des térébratules .Près d'Ain Sfasssi a été observé Mortonicerias inflatum.

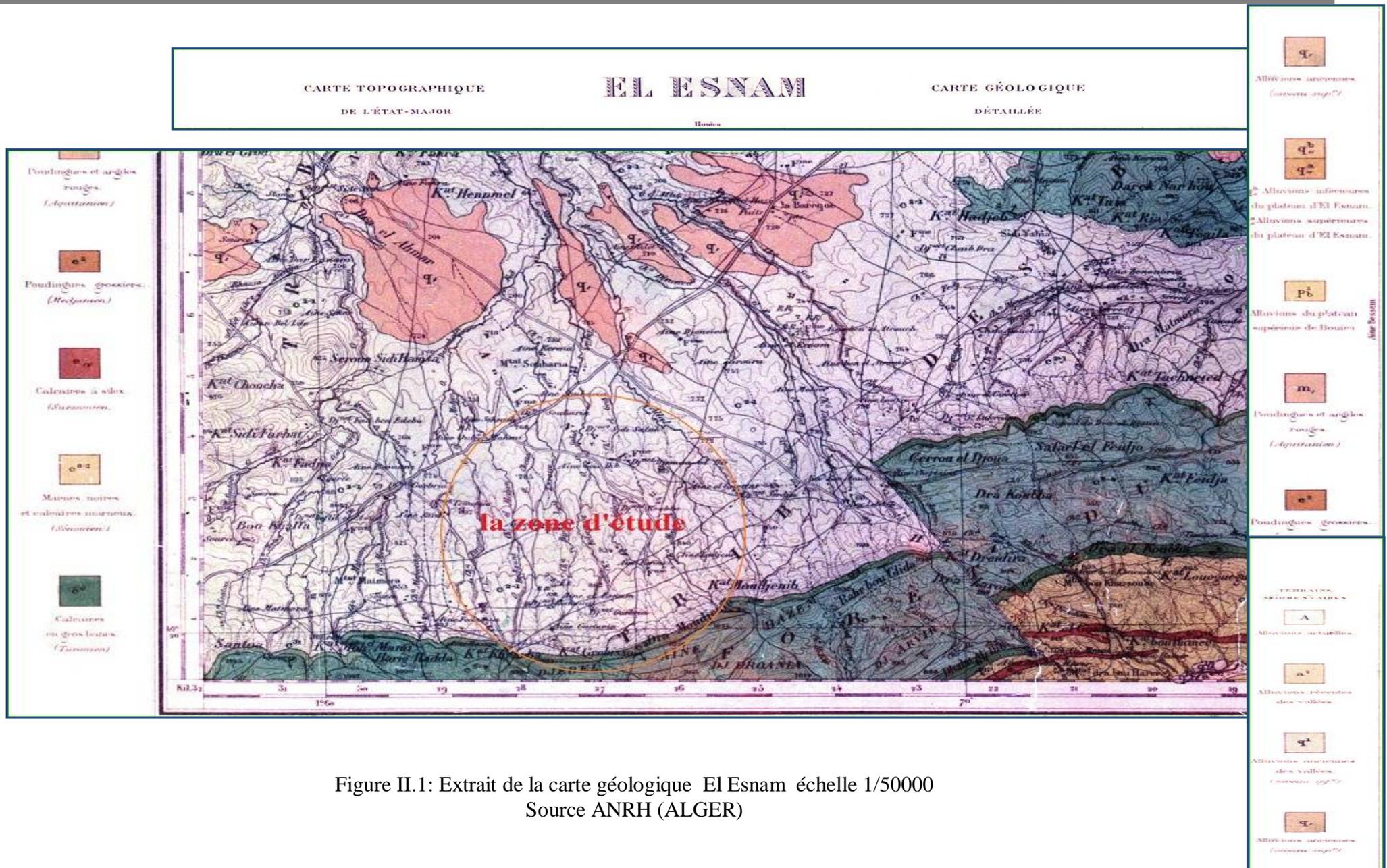


Figure II.1: Extrait de la carte géologique El Esnam échelle 1/50000
Source ANRH (ALGER)

II-2.1. Analyse lithologique de la cuvette

Elle est basée sur les observations faites au cours de la campagne de prospection géologique de terrain (levé géologique du site et sa cuvette et la description lithologique des faciès rencontrés et l'exécution des puits et tranchées) en différents endroits de la cuvette.

- ✓ Une couche des terres arables : il s'agit principalement de la couche de la terre végétale.
- ✓ Une couche argileuse sur une profondeur de 2 mètres qui occupe la rive droite.
- ✓ Une couche marno-calcaire qui occupe toute la rive gauche.

Perméabilité : Les argiles présentées sur le flanc droit de la vallée de la retenue collinaire sont imperméables. Leur perméabilité est de l'ordre de $8,5.10^{-9}$ cm/s. Mais la couche marno-calcaire du flanc gauche est perméable. La couche alluvionnaire composée de graviers, sables et limons comblant le fond de la vallée est perméables.

Étanchéité : Elle est garantie par la présence d'une couche d'argile et d'argilites calcaires qui joue un rôle de tapis étanche pour les infiltrations verticales de l'eau, néanmoins les dépôts alluvionnaires au fond de la vallée, considérés perméable nous oblige à faire un ancrage de 3,00 mètre jusqu'à l'assise argileuse.

II-2.2. Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue

Sur la base des résultats de la campagne de reconnaissance géologique du site de la retenue accentuée par l'exécution de nombreuses fouilles à la fin de déterminer la lithologie du terrain (structure géologique du sol et sous sol de fondation).

Les sondages (les puits et les tranchées exécutés dans la zone d'emprise de la digue) ont montré la présence d'une assise argileuse à 3 mètres de profondeur qu'on considère comme substratum sur lequel va reposer le remblai.

II-3. Hydrogéologie de la zone d'emprise de la digue

- ✓ **Perméabilité :** L'existence d'une assise constituée essentiellement d'argiles et argilites calcaires témoigne l'imperméabilité des faciès. Les alluvions récentes et actuelles de basses terrasses constituées de graviers, roulées de calcaires et sables à un niveau plus élevé sont perméables. Ces dépôts détritiques pulvérulents à granulométrie étalée, comblent le fond de vallée en masquent l'assise argileuse
- ✓ **Étanchéité**

L'étanchéité de l'assise de la retenue collinaire est totalement garantie par la constitution argileuse.

II -4.La fondation de la digue et des ouvrages annexes

- ✓ Corps de la digue :

Du fait de la présence d'une couche alluvionnaire de forte perméabilité en surface, il est recommandé d'ancrer le remblai de la digue de la retenue sur une profondeur de 3.00 mètres au niveau de l'oued.

- ✓ Evacuateur de crue :

Implanté sur la rive droite, il sera fondé sur des argiles, avec un déversoir des crues frontal.

- ✓ La prise d'eau et la vidange de fond :

Elles seront implantées à gauche du fond du thalweg de la retenue collinaire, elles seront fondées sur des marnes.

II-5.Stabilité de la digue

L'assise de la digue est constituée d'argilite calcaire très compacte qui ne présente aucun risque pouvant nuire à la stabilité du corps du remblai (la digue reposera sur une fondation stable .Donc le problème de poinçonnement ne se pose pas et les tassements ne sont pas à craindre).Néanmoins, il est recommandé de protéger les talus de la digue comme suit :

- Talus coté amont : empierrement de la base jusqu'au sommet de la digue.
- Talus coté aval : empierrement à la base et engazonnement de la partie restante du talus.

II-6.Matériaux de construction

Les critères de choix des matériaux à mettre en remblais sont les suivant :

- Pour les sols fins :
 - Avoir une imperméabilité suffisante .
 - Matériau insoluble dans l'eau.
 - Matériau non contenant des sels de toute nature et de gypse.
 - Avoir une faible teneur en matière organique
- Pour les sols grossiers :
 - Avoir une forte résistance au cisaillement et doit être dur et propre.
 - Ne pas se fissurer sous l'effet des tassements et de la dessiccation être économiquement exploitables. Ne doit pas être gélive ou altérable.

La cuvette et ainsi la rive droite offrent un gisement suffisamment important pour couvrir les besoins. Quant aux matériaux filtrants et devant servir d'agrégats au béton, ils ne sont pas disponibles sur le site immédiat, ils devraient être ramenés des alentours. Il en est de même pour les enrochements devant servir de Rip - Rap qui doivent être recherchés dans les alentours.

- ✓ **Matériaux de recharge** : La recharge du corps de la digue seront exploités en quantité et qualité des alluvions de la 2^{ème} terrasse alluviale qui se trouve dans la cuvette de la retenue collinaire.
- ✓ **Matériaux pour Filtres, drains et transitions** : Ils seront exploités à partir des carrières qui se trouvent dans la région. Cependant la protection du parement amont de la digue sera assurée par un masque en géo- membrane – géotextile.
- ✓ **Matériaux pour Ri-Rap** : matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont de la digue. (Enrochement), seront exploités par ramassage des blocs ayant des dimensions oscillant entre 200 mm et 300 mm qui se trouvent sur site.

II-7. Sismicité de la région

La région de Bouira est très sensible aux séismes de 1916 à 1965, la wilaya a été secouée par de nombreux tremblements de terre. Les secousses peuvent être faibles, mais répétées plusieurs fois par an. L'épicentre se situe au sud de Lakhadaria et dessine une aire macro sismique de 75km, légèrement allongée selon une direction Nord –Sud .Selon la classification de Le R.P.A 99 (Règles Parasismiques Algériennes), le site de note retenue dans la wilaya de Bouira est situé dans la **zone II a**, elle est considérée comme une zone de sismicité moyenne avec un coefficient d'accélération de 0,2.

Tableau II.1: Coefficients d'accélération (Règlement Parasismique Algérien)

| Groupe | Zone I | Zone II-a | Zone II-b | Zone III | Classification des ouvrages selon leur importance |
|--------|--------|-----------|-----------|----------|---|
| 1A | 0,15 | 0,25 | 0,30 | 0,40 | Ouvrages d'importance vitale |
| 1B | 0,12 | 0,20 | 0,25 | 0,30 | Ouvrages de grande importance |
| 2 | 0,10 | 0,15 | 0,20 | 0,25 | Ouvrages courants |
| 3 | 0,07 | 0,10 | 0,14 | 0,18 | Ouvrages de faible importance |

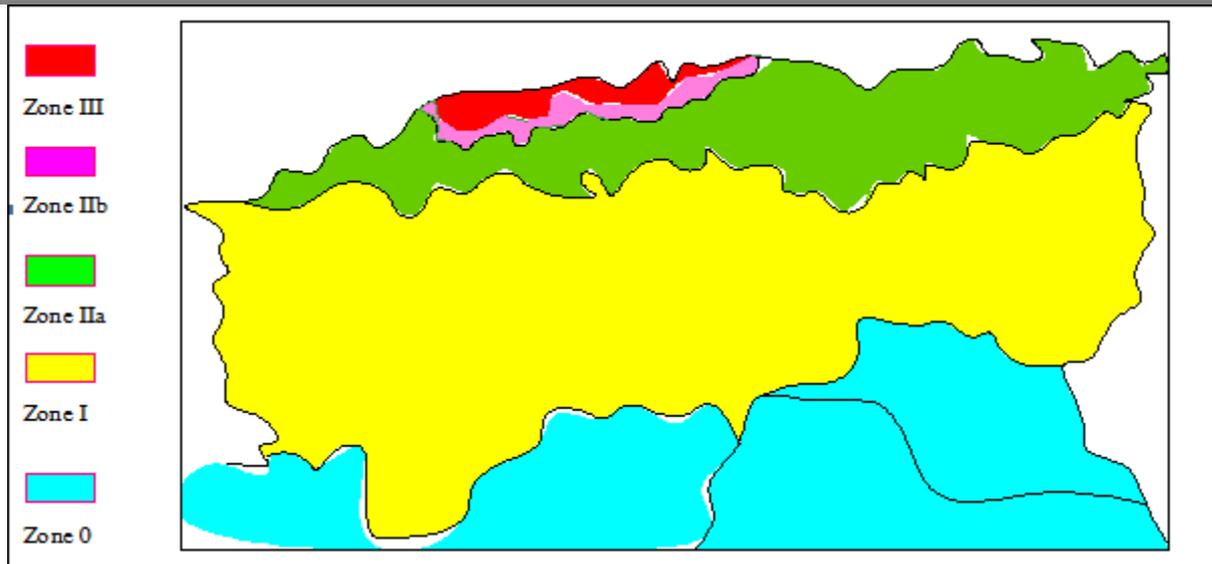


Figure II .2: Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA 99 version 2003)

Conclusion

De ce qui précède, nous récapitulons les caractéristiques techniques principales pouvant influencer sur le choix du site :

- ✓ Du point de vue géologique et géotechnique : bonnes.
- ✓ Disponibilité des matériaux pour la digue : quantités suffisantes.

En définitive, le site vu apparaît comme convenant bien à la construction de la retenue de point de vue géologie.

II.2 Etude géotechnique

Introduction

Dans le cadre de la projection d'une retenue collinaire sur Oued znatia à Bouira qui servira à L'irrigation des terrains agricoles de la commune D'El Hachimia et ainsi à la protection de la route de contournement de cette agglomération contre l'inondation. Une étude géotechnique du site de la cuvette et de la fondation de la digue a été entreprise.

L'étude a porté essentiellement sur :

II-2.1.Prospection géotechnique de terrain

L'étude lancée sur la base d'un programme de reconnaissance géotechnique :

❑ Analyse du sol de fondation de la digue :

Trois puits ont été réalisés à la pelle mécanique dans cette zone :

- ✓ Un premier puits d'une profondeur de 3mètres à l'axe du cours d'eau P1.
- ✓ Un deuxième puits d'une profondeur de 3 mètres sur le flanc droit P2.
- ✓ Un troisième puits d'une profondeur de 1.5 mètres dans la rive gauche P3.

Un prélèvement d'échantillons en quantités suffisantes a été effectué sur le deuxième puits

❑ Zones d'emprunt

Sept puits de profondeurs K1.K2.K3.K4.K5.K6.K7 comprises entre 1.5 et 3 mètres ont été réalisés sur les deux flancs de la vallée de la retenue. Quatre puits exécutés sur la rive droite, et trois puits sur la rive gauche.

Mais les prélèvements d'échantillons a porté seulement sur les matériaux des puits de la rive droite car présentant les meilleurs caractéristiques pour constituer le remblai de la digue.

(Voire le plan d'implantation des sondages Figure II.1).

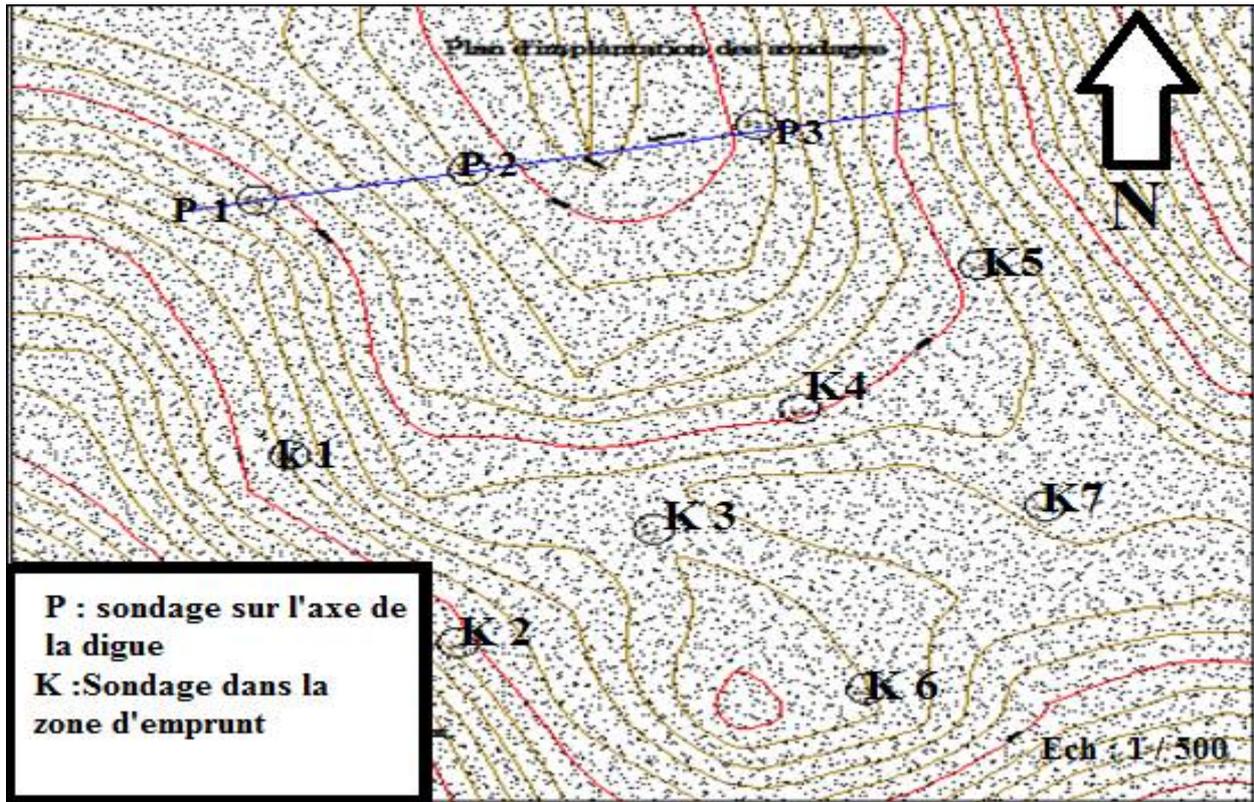


Figure II.3 : Plan d'implantation des sondages

(par ETHC : Engineering Technical Hydraulic Consuet service)

Les travaux de prospection de laboratoire ont été confiés au laboratoire de Mécanique des sols et Routes LAGHOUAG Abdelaziz (w.sétif).

II-2.2. Prospection géotechnique du laboratoire

Tableau II.2 : Les Prospections géotechniques du laboratoire (au laboratoire de Mécaniques des sols et Routes LAGHOUAG Abdelaziz (w.sétif).

| Le type des essais | L'essai | Le nombre d'essai |
|----------------------------------|--|-------------------|
| Physique | Teneur en eau naturelle (W_n) | 04 |
| | Densité sèche (γ_d) | 04 |
| | Degré de saturation (S_r) | 04 |
| | Essais Limite de liquidité (W_l) | 04 |
| | Indice de plasticité (I_p) | 04 |
| | Granulométrie | 04 |
| | Sédimentométrie | 04 |
| Mécaniques | Essai œdométrique | 03 |
| Cisaillement rectiligne | Cohésion (C_u). | 02 |
| | Angle de frottement (ϕ_u) | 02 |
| Compactage selon Proctor normal | Teneur en eau maximale (W_{max}) | 04 |
| | Densité sèche optimale (γ_{dopt}) | 02 |
| | Densité sèche optimal ($\gamma_{dopt \cdot 95\%}$) | 02 |
| Analyse chimique sommaire du sol | Teneur en carbonate ($CaCO_3$) | 04 |
| | Teneur en MO | 04 |
| | Teneur insolubles | 04 |
| | Teneur en gypses ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$) | 04 |
| | Teneur en chlorures | 04 |

- ❑ **Essais physiques d'identification et de classification:** ont été réalisées selon les méthodes standards reconnues à l'échelle internationale (normes Afnor).
- ❑ **Essais de cisaillement rectiligne:** ont été exécutés sur des échantillons de sols non consolidés et non drainés après Proctor normal, sous des contraintes normales : 0,5.1 et 2 bars avec une vitesse de cisaillement de 2 mm/mn.
- ❑ **Essais de compactage:** Effectués sur des échantillons de sols selon Proctor normal. (pression constante).

II-2.3. Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétation

❖ Résultats des essais physiques

➤ Teneur en eau naturelle :

Tableau II.3: Teneur en eau naturelle

| N ° de puits | profondeur(m) | γ_h (t/m ³) | γ_d (t/m ³) | Wn (%) | Sr (%) |
|-----------------|---------------|--------------------------------|---------------------------------|--------|--------|
| K 1 | 1.5/2 | 2.04 | 1.77 | 14.7 | 19.2 |
| K2 | 1.5/2 | 1.92 | 1.69 | 14.3 | 22 |
| K3 | 1/1.5 | 1.97 | 1.63 | 20.7 | 24 |
| K4 | 1 | 1.99 | 1.66 | 17.6 | 23 |
| Axe de la digue | 2 | 1.98 | 1.675 | 18.65 | 22.5 |

Avec : γ_h :Densité humide.

γ_d : Densité sèche.

Wn (%) : La teneur en eau.

Sr (%) : Le degré de saturation.

➤ Limites d'Atterberg :

Tableau II.4: Limites d'Atterberg

| N ° de puit | profondeur | Wl | Wp | IP | Ic | II |
|-------------|------------|-------|-------|-------|------|------|
| k1 | 1.5/2 | 56.37 | 29.07 | 27.3 | 1.24 | 0.28 |
| k2 | 1.5/2 | 51.25 | 29.04 | 22.75 | 1.46 | 0.45 |
| k3 | 1/1.5 | 45.6 | 25.6 | 20 | 1.47 | 0.47 |
| k4 | 1 | 55.55 | 30 | 25 | | |

Avec :

Wl : Limite de liquidité.

Wp: Limite de plasticité.

IP : Indice de plasticité.

Ic : Indice de consistance.

II : Indice de liquidité.

D'après le diagramme de Casagrande, c'est une argile très plastique.

➤ **Résultats des essais de compressibilité à l'oedomètre**

Tableau II.5 : Essais de compressibilité à l'oedomètre

| N° de puits | Profondeur | Pc(bar) | Cc | Cg |
|-------------|------------|---------|------|------|
| k1 | 1.5 | 1.47 | 0.35 | 0.07 |
| k2 | 1.5/2 | | | |

Avec : Pc : Pression de consolidation.

Cc : Coefficient de compressibilité.

Cg : Coefficient de gonflement.

❖ **Résultats des essais chimiques sommaires du sol**

Tableau II.6 : Essais chimiques sommaires du sol

| Résultats exprimés en % en poids | | | | |
|----------------------------------|---------------|----------|------------|------------|
| Puits | Profondeur(m) | Sulfates | Carbonates | Insolubles |
| k1 | 1.5/2 | Traces | 32.6 | 60.5 |
| k2 | 1.5/2 | 0.55 | 39.8 | 57.5 |
| k3 | 1.5 | Traces | 43.5 | 54.1 |
| k4 | 1 | Traces | 31.6 | 66.2 |

II-2.3. Matériaux de construction de la digue

- Teneur en eau naturelle (Wn).....16%.
- Densité sèche (γ_d).....1,71 t/m³.
- Limite de liquidité (wl).....55%.
- Limite de plasticité (wp).....55%.
- Indice de plasticité (Ip).....26.15%.
- Indice de consistance (Ic).....1,47.
- Compressibilité (Pc).....0,35 bars .
- Perméabilité (K).....8 .5.10⁻⁹.
- Cohésion (Cu).....0,35.
- Teneur en carbonate (Ca CO₃).....32.10%.

Les matériaux dans la zone d'emprunt qui est à proximité immédiate du site, existent en quantités suffisantes. Mais lors de leur réutilisation dans la construction de la digue, ils doivent obéir aux recommandations suivantes :

- Les teneurs en eau naturelles sont globalement proches de celles obtenues à l'essai proctor, ce qui devrait faciliter les problèmes de mise en œuvre, mais les valeurs obtenues à ce stade de l'étude doivent être obligatoirement réactualisées avant le début des travaux.
- Le compactage devra se faire par couches élémentaires (après décapage de la terre végétale) dont l'épaisseur maximum ne devra pas dépasser 30 à 50 cm.
- Un contrôle strict de la teneur en eau de compactage sera exécuté avant le passage des engins de compactage, on ne devra pas s'écarter de ± 2 points de teneur en eau par rapport à celle prescrite (optimum proctor).
- Le contrôle de compactage se fera couche par couche par la méthode de la mesure en place de la densité, rapportée à la densité proctor, qui elle même devra être régulièrement réactualisée.
- On utilisera les engins de compactage suivants :
 - ✓ Rouleau à pieds dameurs (pieds de mouton).
 - ✓ Rouleau à pneus.
 - ✓ Une planche d'essais de compactage, au début du chantier est souhaitable.
 - ✓ L'extraction des matériaux se fera à la pelle mécanique.
 - ✓ Suivant la période d'exécution, on prendra soin à la perte de teneur en eau.
 - ✓ La période la plus propice pour le démarrage des travaux nous semble être celle qui débute au mois d'avril.

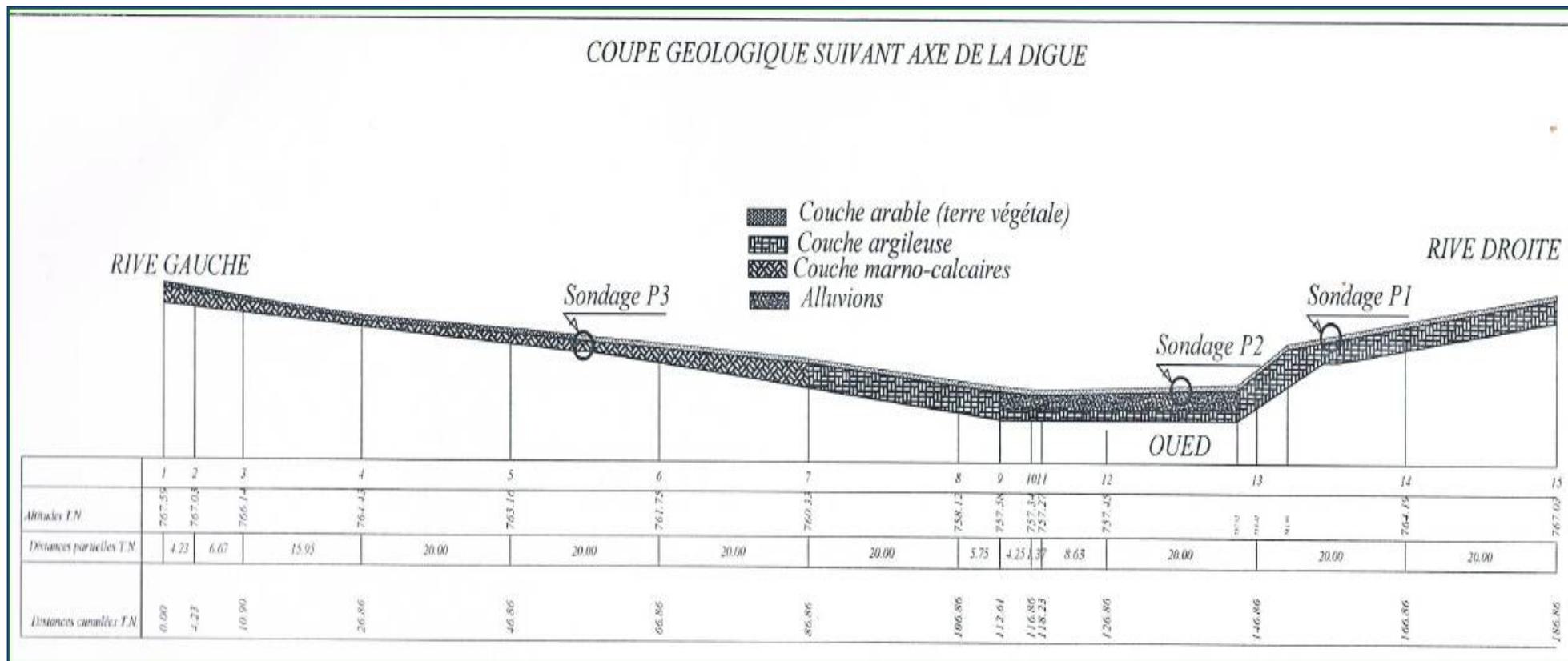


Figure II.4 : La coupe géologique de la digue
(par ETHC : Engineering Technical Hydraulic Consuet service)

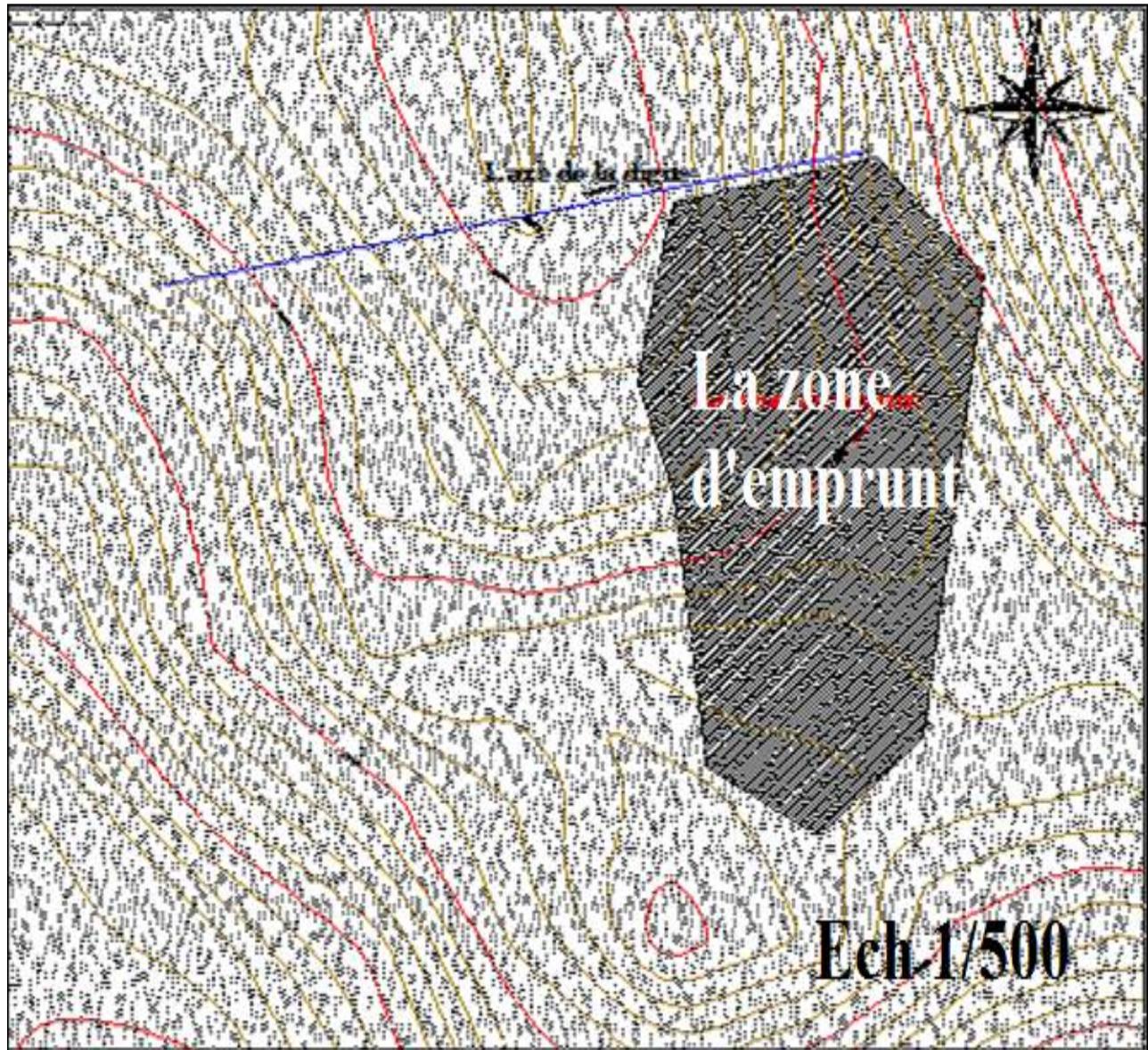
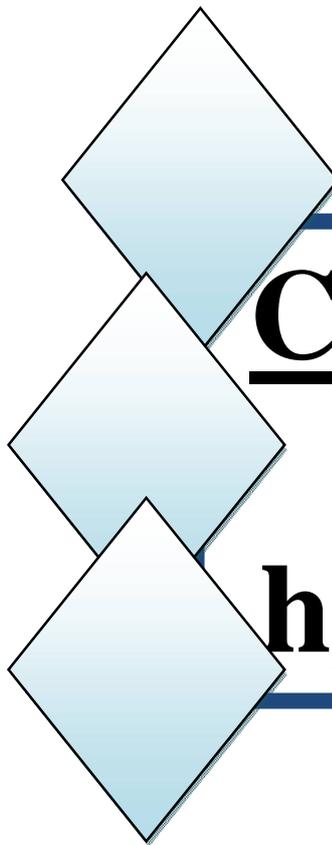


Figure II.5 : L'emplacement de la zone d'emprunt
par ETHC : Engineering Technical Hydraulic Consuet service)

Conclusion

Les résultats de l'étude géologique et géotechniques objet de l'étude de faisabilité de la retenue collinaire sur Oued Znatia commune d'El Hachimia, nous permettent de faire les conclusions suivantes :

- ✓ La structure géologique du substratum ne s'oppose guère à l'édification d'une digue en terre et en optant pour un ancrage au fond du thalweg, après décapage de la couverture alluvionnaire, d'une profondeur de trois mètres.
- ✓ En effet, la digue reposera sur une fondation stable .Donc le problème de poinçonnement ne se pose pas et les tassements ne sont pas à craindre.
- ✓ L'étanchéité du site de la retenue et de sa cuvette est totalement assurée par les argiles et argilites calcaires constituant la formation géologique sur place.
- ✓ Les matériaux pour la construction de la digue, sont à extraire du gisement qui se trouve sur le flanc droit de la vallée de la retenue.
- ✓ Ces matériaux sont constitués d'argile fine et très plastique.



Chapitre III :
Etude
hydrologique

Introduction

L'hydrologie est la science qui traite de la présence et de la distribution des eaux sur la terre, avec leurs propriétés chimiques, biologiques et physiques, et de leur interaction avec l'environnement physique. En tant que telle, elle est le fondement de la résolution des problèmes pratiques d'inondation, de sécheresse, d'érosion, de transport des sédiments, et de la pollution de l'eau. En effet, les inquiétudes croissantes sur la pollution des eaux de surface et des eaux souterraines, les pluies acides, l'assèchement des lacs et les autres types de modifications de l'environnement liées à l'utilisation des terres, qui vont de pair avec la menace sur les ressources en eau due à l'évolution climatique et à l'élévation du niveau de la mer, ont mis au premier plan le rôle central de l'hydrologie dans beaucoup de projets concernant l'environnement.

III-1. Etude des caractéristiques morphométriques du bassin versant

Les caractéristiques morphométriques et hydrographiques ont été calculées à partir des relèves topographiques de la carte au 1 / 50 000 e. Le bassin versant ou bassin d'alimentation au droit d'une section de mesure, est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe obligatoirement par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval.

III -1.1 .Paramètres géométriques

❖ Surface :

La surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques (apport, volume de précipitation ou infiltration...). Elle est déterminée par planimétrie sur la carte topographique.

La superficie du bassin versant délimitée au site de la retenue : **S = 4.56Km²**.

❖ Périmètre :

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Chaque bassin réagit d'une façon propre aux précipitations qu'il reçoit. Ces caractéristiques hydrologiques sont fonction d'une part du climat qu'il subit et d'autre part de son propre milieu physique.

Le périmètre est défini par la ligne de crêtes formant le contour du bassin versant

Le périmètre de notre bassin versant est de : **P = 9.21Km**.

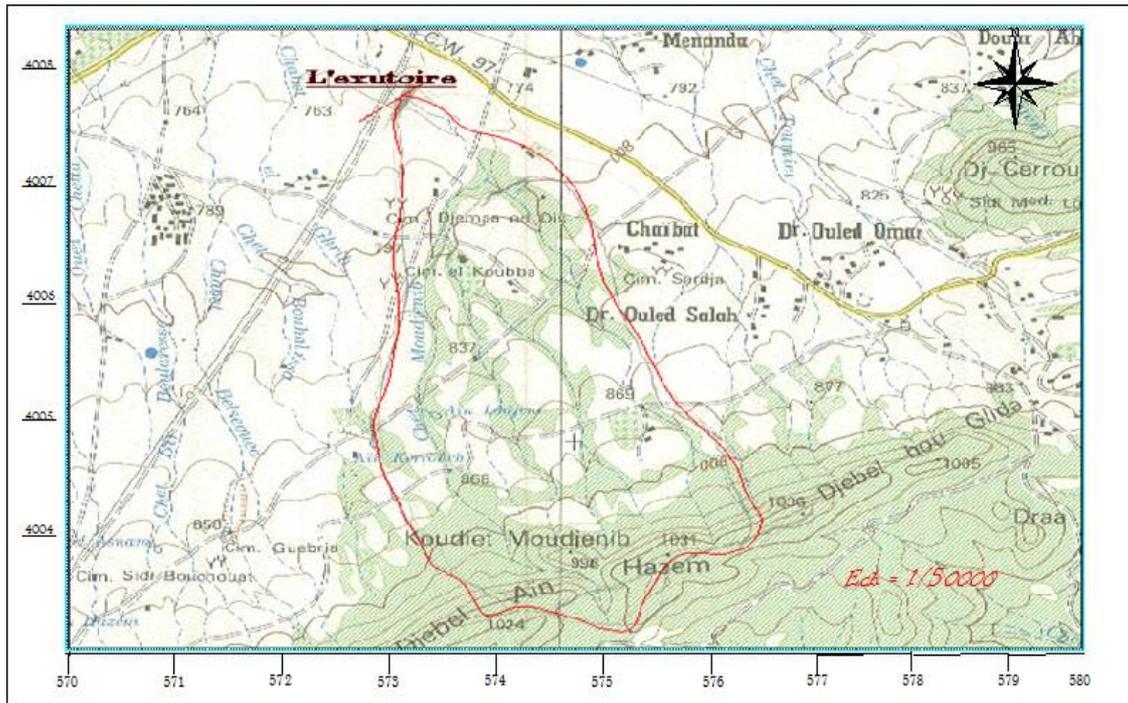


Figure III.1 : Carte de situation du bassin versant (Echelle 1 : 150000)

III -1.2.Paramètres hydromorphométriques

❖ **Indice de compacité de Gravelius Kc :**

La forme du bassin joue un rôle important sur la forme de l’hydrogramme résultant d’une averse donnée à l’exutoire du bassin. Est le rapport entre le périmètre du bassin versant P et la circonférence du cercle P’ de Rayon R ayant la même superficie S que le bassin, soit :

$$K_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi \cdot S}} \approx 0,28 \cdot \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (III.1)$$

Tableau III.1 : Classification de bassin en fonction de Kc

| | | |
|------------------------------|-------------------------|--------------------|
| Kc < 1,25 | Bassin compact | Réponse rapide |
| 1,25 < Kc < 1,5 | Bassin de forme moyenne | Réponse moyenne |
| Kc > 1,5 | Bassin plutôt allongé | Réponse plus lente |

Où :

K_G : Indice de compacité de Gravelius.

S : surface du bassin versant [km^2].

P : périmètre du bassin [km].

A.N : $K_G = 1.21$

$K_G < 1.25$; donc c'est un bassin versant de forme compact.

❖ **Coefficient d'allongement** : Il est donné par la formule suivante :

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

L : La longueur de talweg principal. $L = 4.311$ km

A.N :

$$K_p = 4,07$$

❖ **Les dimensions du rectangle équivalent**

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

Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits cotés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

Les dimensions sont tirées comme suit :

$$P = 2(L+l) \quad \text{et} \quad S = L \cdot l$$

$$L = \frac{K_G \sqrt{S}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_G}\right)^2} \right] \dots \dots \dots \text{III-3}$$

$$l = \frac{K_G \sqrt{S}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_G}\right)^2} \right] \dots \dots \dots \text{III-4}$$

Avec :

L : longueur du rectangle équivalent en km.

I : largeur du rectangle équivalent en km.

K c : Indice de compacité ; S : surface du B.V en km²

AN : L= 2.57 km et I= 1.77 km

Tableau III.2 : Surface partielles du bassin versant par tranche d'altitude

| Indice | H (m) | Surface (km ²) |
|--------|----------------|----------------------------|
| S1 | 1031-1000 | 0.196 |
| S2 | 1000-980 | 0.155 |
| S3 | 980-960 | 0.126 |
| S4 | 960-940 | 0.141 |
| S5 | 940-920 | 0.204 |
| S6 | 920-900 | 0.273 |
| S7 | 900-880 | 0.420 |
| S8 | 880-860 | 0.572 |
| S9 | 860-840 | 0.672 |
| S10 | 840-820 | 0.601 |
| S11 | 820-800 | 0.533 |
| S12 | 800-780 | 0.325 |
| S13 | 780-760 | 0.311 |
| S14 | 760-758 | 0.034 |
| | Surface totale | 4.56 km ² |

La représentation du rectangle équivalent est donnée dans la Figure III.2 :

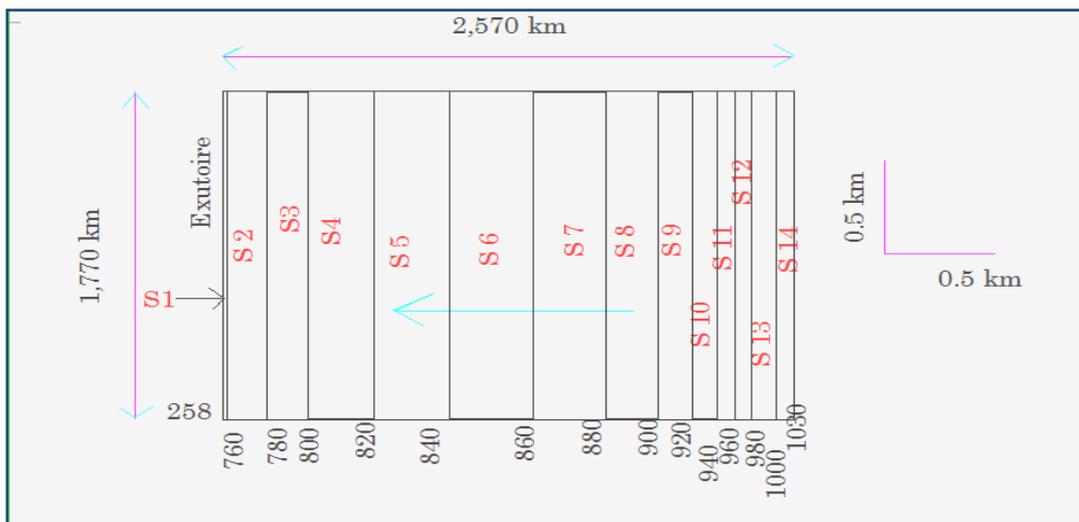


Figure III.2 : Le rectangle équivalent

III-1.3.Paramètres du relief

Le relief affecte l'écoulement, il est caractérisé par la répartition de la surface du bassin versant suivant l'altitude. Le relief possède une influence directe sur les facteurs climatique et une influence indirecte sur la formation des écoulements de surface .Il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation C'est un élément capital dans le comportement hydraulique d'un bassin. Notre but recherché est la détermination de la classe de relief.

- **Courbe hypsométrique**

La distribution des surfaces par zone verticale est déterminée par la courbe hypsométrique du bassin versant les coordonnées de la courbe hypsométrique sont données dans le tableau .La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. C'est un outil pratique qui peut servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage. La courbe hypsométrique est donnée dans la **Figure III.3** à partir du **Tableau III.3**

Tableau III.3 : Surfaces partielle par tranche d'altitude

| | | La surface | | | |
|-----------|-----------|-----------------------|--------|-----------------------|---------|
| | | partielle | | cumulée | |
| H(m) | H moy (m) | Si (km ²) | Si (%) | S (km ²) | S(%) |
| 1031-1000 | 1015.5 | 0.196 | 4.304 | 0.196 | 4.304 |
| 1000-980 | 990 | 0.155 | 3.400 | 0.351 | 7.704 |
| 980-960 | 970 | 0.126 | 2.757 | 0.477 | 10.462 |
| 960-940 | 950 | 0.141 | 3.098 | 0.618 | 13.559 |
| 940-920 | 930 | 0.204 | 4.479 | 0.823 | 18.038 |
| 920-900 | 910 | 0.273 | 5.996 | 1.096 | 24.034 |
| 900-880 | 890 | 0.420 | 9.209 | 1.516 | 33.243 |
| 880-860 | 870 | 0.572 | 12.549 | 2.088 | 45.792 |
| 860-840 | 850 | 0.672 | 14.747 | 2.761 | 60.538 |
| 840-820 | 830 | 0.601 | 13.176 | 3.361 | 73.715 |
| 820-800 | 810 | 0.533 | 11.687 | 3.894 | 85.402 |
| 800-780 | 790 | 0.325 | 7.121 | 4.219 | 92.523 |
| 780-760 | 770 | 0.311 | 6.817 | 4.530 | 100.000 |
| 760-758 | 759 | 0.034 | 0.753 | 4.56 | |
| | Total | 4.56 | 100 | | |

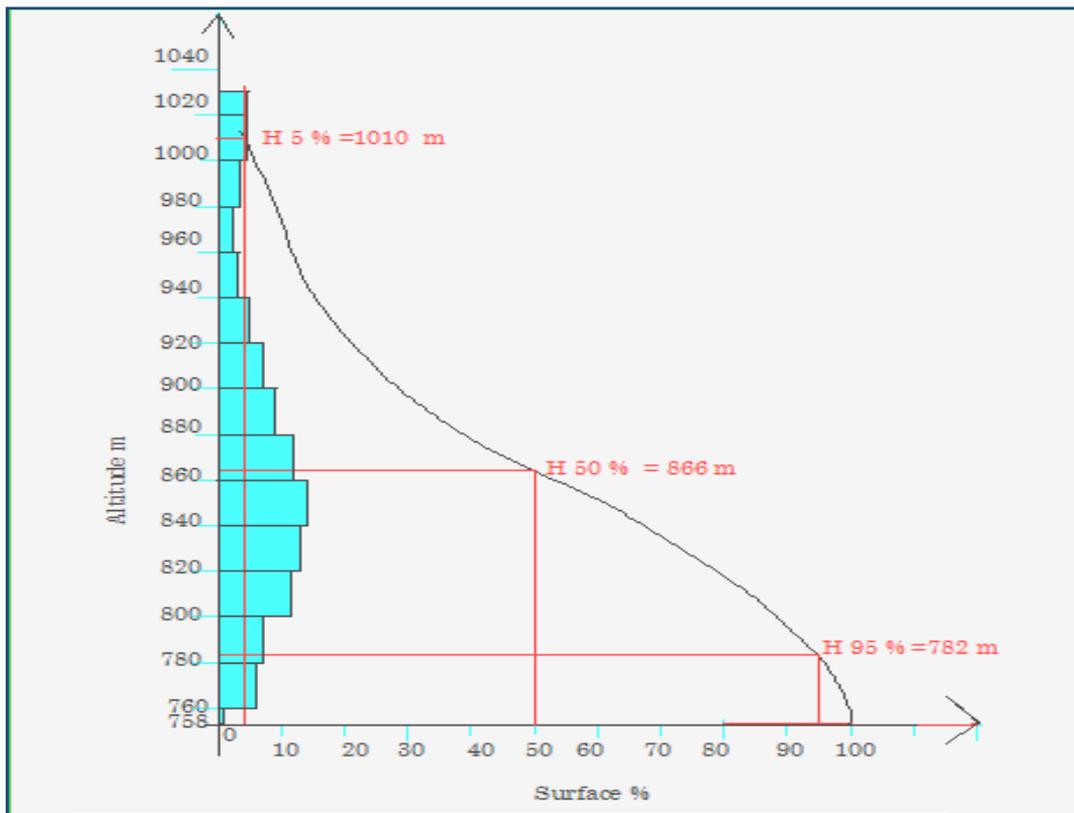


Figure III.3: Courbe hypsométrique

❖ **L'altitude moyenne du bassin versant**

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

Elle est Définie comme suit :

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

Où :

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

S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km^2].

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

S : superficie totale du bassin versant [km^2].

Tableau III.4 : Surface partielles par tranche d'altitude

| H(m) | H _i (m) | S _i (km ²) | H _i *S _i (km ² *km) |
|-----------|--------------------|-----------------------------------|--|
| 1031-1000 | 1015.5 | 0.196 | 199.315 |
| 1000-980 | 990 | 0.155 | 153.499 |
| 980-960 | 970 | 0.126 | 121.967 |
| 960-940 | 950 | 0.141 | 134.186 |
| 940-920 | 930 | 0.204 | 189.932 |
| 920-900 | 910 | 0.273 | 248.820 |
| 900-880 | 890 | 0.420 | 373.723 |
| 880-860 | 870 | 0.572 | 497.836 |
| 860-840 | 850 | 0.672 | 571.579 |
| 840-820 | 830 | 0.601 | 498.697 |
| 820-800 | 810 | 0.533 | 431.679 |
| 800-780 | 790 | 0.325 | 256.539 |
| 780-760 | 770 | 0.311 | 239.348 |
| 760-758 | 759 | 0.034 | 26.073 |
| | | Somme | 3943 |

A.N : H_{moy} = 864.69m.

❖ **L'altitude médiane**

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière, d'après la courbe hypsométrique **Figure III.5** on a :

H_{50%} = 866 m

Tableau III.5 Détermination des altitudes

| Altitude | Valeur m |
|----------------------|----------|
| H _{moyenne} | 864.69 |
| H _{médiane} | 866 |
| H _{95%} | 782 |
| H _{5%} | 1010 |
| H _{max} | 1031 |
| H _{min} | 758 |

❖ **La pente moyenne du bassin versant :** 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.

(Donc sur le temps de concentration T_c) et influence directement le débit de pointe lors d'une averse. Plusieurs méthodes ont été développées pour estimer la pente moyenne d'un bassin. Toutes se basent sur une lecture d'une carte topographique réelle ou approximative. La méthode proposée par Carlier et Leclerc (1964) consiste à calculer la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires comprises entre deux altitudes données. Une valeur approchée de la pente moyenne est alors donnée par la relation suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H.(0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S} \quad (\text{III.6})$$

Où :

I_m : pente moyenne [%] .

l_i : longueur totale de courbes de niveau [km].

ΔH : équidistance entre deux courbes de niveau [m].

S : surface du bassin versant [km²].

Tableau III.6 : Les longueurs des courbes de niveaux

| L'altitude (m) | L (km) |
|----------------|---------|
| 1000 | 1.31 |
| 980 | 2.071 |
| 960 | 2.331 |
| 940 | 2.117 |
| 920 | 2.038 |
| 900 | 2.194 |
| 880 | 2.281 |
| 860 | 2.318 |
| 840 | 2.38 |
| 820 | 3.134 |
| 800 | 2.167 |
| 780 | 1.565 |
| 760 | 0.81983 |

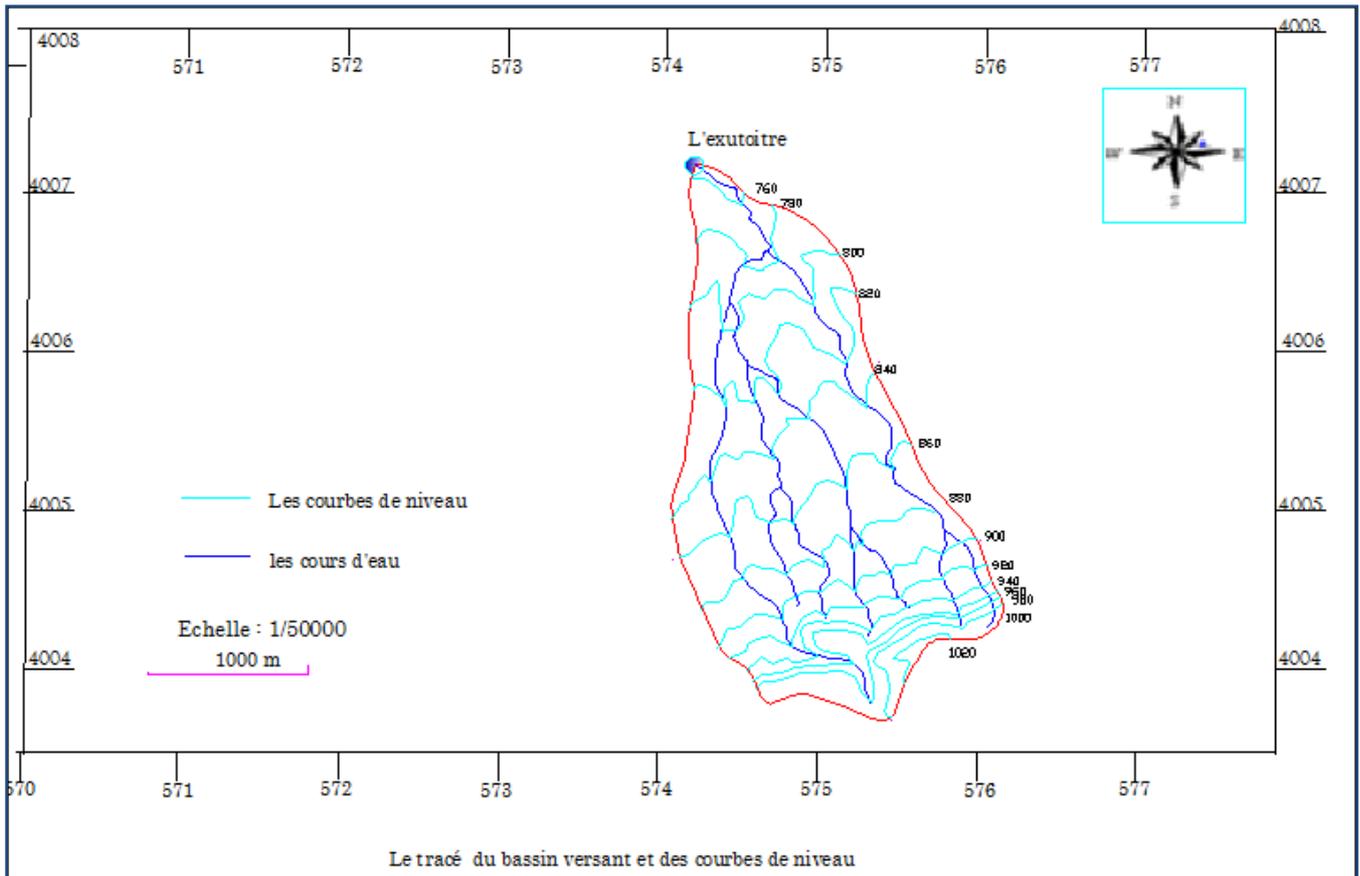


Figure III.4 : Le bassin versant et les courbes de niveau

A.N : $\Delta h = 20 \text{ m}$, donc : $I_m = (20 * 25.66) / 4.56$

$I_m = 112.54 \text{ m}^2/\text{km}^2$

$I_m = 0.125\text{‰}$

L'indice de pente moyenne est faible, donc on assistera à un écoulement lent.

❖ **Indice des pentes**

✓ **L'indice de pente globale I_g**

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent .On prend 2 points S_1 et S_2 sur l'axe des abscisses tels que 90% de la surface totale du bassin versant soit inférieure à S_1 et 5% soit supérieure à S_2 .

Les altitudes correspondantes sont lues la courbe hypsométrique

Cet indice est déterminé par la formule suivante il sert à la classification du relief :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad (III.7)$$

Où : L : la longueur du rectangle équivalent.

A.N : $I_g = (1010 - 782) / (2,57 * 1000) = 8.87\%$

$$0.05 < I_g < 0.1$$

Donc on a un relief –fort.

❖ **L'indice de pente M.ROCHE(I_p)**

Cet indice se calcule à partir du rectangle équivalent. Il est égal à la somme des racines carrées des pentes moyennes de chacun des éléments pondérés par la surface intéressée, soit :

$$I_p = \frac{1}{L} \cdot \sum_{i=1}^n \left(x_i \cdot \sqrt{\frac{d}{x_i}} \right) \quad (III.8)$$

Où :

I_p : indice de pente [%].

L : longueur du rectangle [m].

x_i : distance qui sépare deux courbes sur le rectangle [m].

d : distance entre deux courbes de niveau successives [m].

d/x_i : Pente moyenne d'un élément [%].

Tableau III.7 : Détermination de la pente de Roche

| H(m) | D (m) | Si (km ²) | Ai= Si */S (%) | √ (Ai *S) |
|-----------|-------|-----------------------|----------------|-----------|
| 1031-1000 | 31 | 0.196 | 4.304 | 2.467 |
| 1000-980 | 20 | 0.155 | 3.400 | 1.761 |
| 980-960 | 20 | 0.126 | 2.757 | 1.586 |
| 960-940 | 20 | 0.141 | 3.098 | 1.681 |
| 940-920 | 20 | 0.204 | 4.479 | 2.021 |
| 920-900 | 20 | 0.273 | 5.996 | 2.338 |
| 900-880 | 20 | 0.420 | 9.209 | 2.898 |
| 880-860 | 20 | 0.572 | 12.549 | 3.383 |
| 860-840 | 20 | 0.672 | 14.747 | 3.667 |
| 840-820 | 20 | 0.601 | 13.176 | 3.467 |
| 820-800 | 20 | 0.533 | 11.687 | 3.265 |
| 800-780 | 20 | 0.325 | 7.121 | 2.548 |
| 780-760 | 20 | 0.311 | 6.817 | 2.493 |
| 760-758 | 20 | 0.034 | 0.753 | 0.829 |
| | Total | 4.56 | 100 | 34.404 |

Dénivelée spécifique : Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout bassin quelle que soit sa surface. Elle est donnée par la formule suivante :

$$D_s = I_g \sqrt{S} \quad (III.9)$$

A.N : $D_s = 189.41m$

Tableau III.8: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

| Classe | Relief | Ds (m) |
|--------|--------------|-------------------|
| R1 | Très faible | $D_s < 10$ |
| R2 | Faible | $10 < D_s < 25$ |
| R3 | Assez faible | $25 < D_s < 50$ |
| R4 | Modéré | $50 < D_s < 100$ |
| R5 | Assez modéré | $100 < D_s < 250$ |
| R6 | Fort | $250 < D_s < 500$ |
| R7 | Très fort | $D_s > 500$ |

On déduit d'après le tableau précédant que notre relief assez modéré.

III.2. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

Le réseau hydrographique est l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent dans l'écoulement. Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes, et selon la classification de Schum, notre bassin versant est d'ordre 3. Selon la **figure III.5**.

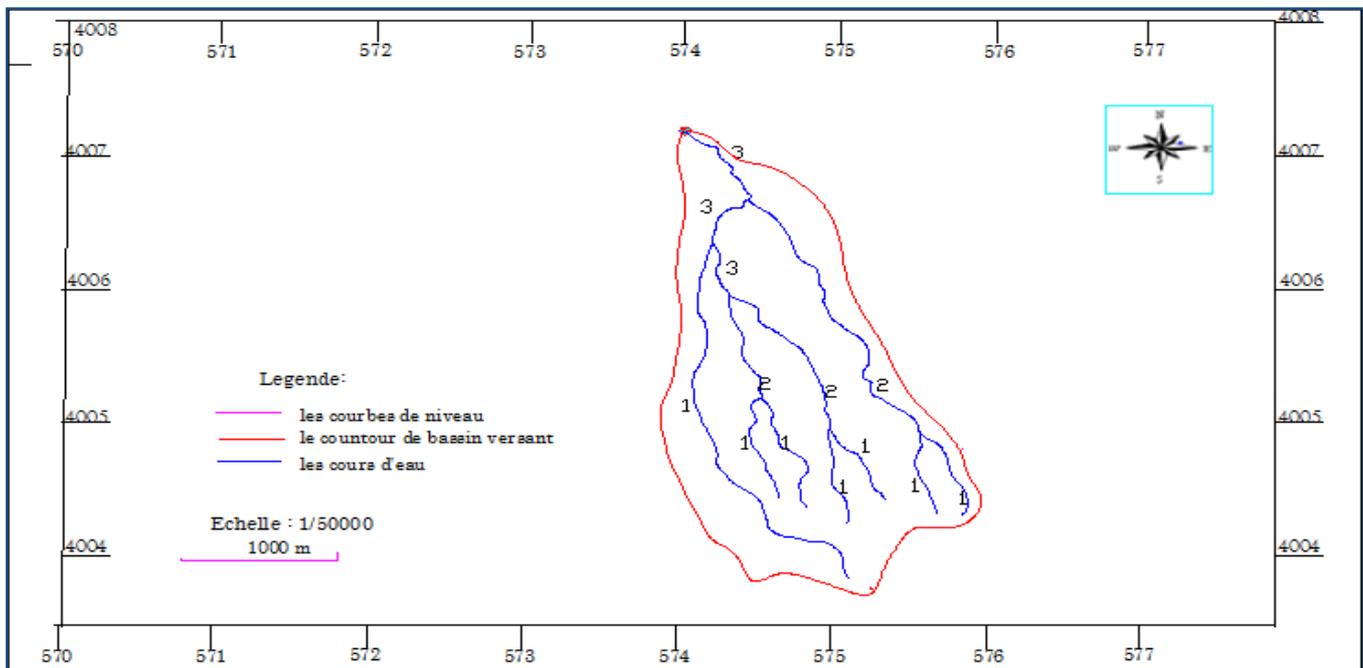


Figure III.5 : Classification de Schum

❖ La longueur du cours d'eau principal (L)

C'est la distance curviligne depuis l'exutoire jusqu'à la ligne de partage des eaux, en suivant le segment d'ordre le plus élevé lorsqu'il y a un embranchement et par extension du dernier jusqu'à la limite topographique du bassin versant. Si les deux segments à l'embranchement sont de même ordre, on suit celui qui draine la plus grande surface, d'après le plan topographique la longueur du cours d'eau principale est :

$$L=4.311\text{km}$$

❖ Le profil en long du cours d'eau

Ce profil est tracé à partir de la courbe topographique en tenant compte de l'altitude et de la longueur du cours d'eau. C'est une représenter graphiquement la variation altimétrique du fond du cours d'eau en fonction de la distance à l'émissaire. Cette représentation devient intéressante lorsque l'on reporte les cours d'eau secondaires d'un bassin versant qu'il est alors facile de comparer entre eux et au cours d'eau principal. Notons qu'il est d'usage d'utiliser un graphisme différent lorsque les affluents sont en rive gauche ou droite de la rivière dont ils sont tributaires. Le profil en long d'un cours d'eau permet de définir sa pente moyenne.

Tableau III.9 : Détermination de profil en long du cours d'eau

| H(m) | Longueur du cours d'eau principal (km) |
|---------|--|
| 990-980 | 0.0497 |
| 980-960 | 0.151 |
| 960-940 | 0.2464 |
| 940-920 | 0.219 |
| 920-900 | 0.16135 |
| 900-880 | 0.3735 |
| 880-860 | 0.298 |
| 860-840 | 0.396 |
| 840-820 | 0.579 |
| 820-800 | 0.436 |
| 800-780 | 0.402 |
| 780-760 | 0.571 |
| 760-758 | 0.428 |
| Total | 4.311 |

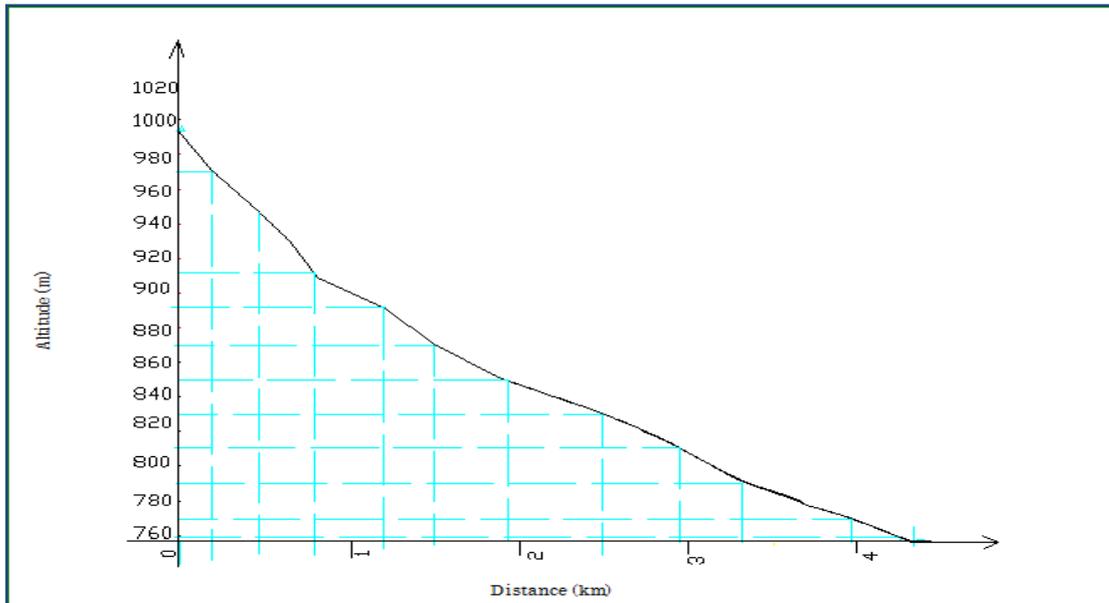


Figure III.6 : Profil en long du cours d'eau principal

❖ La pente moyenne d'un cours d'eau

Ce paramètre a pour but la détermination de vitesse d'écoulement jusqu'à arriver à l'exutoire du bassin, donc elle a une influence sur le temps de concentration et par conséquent, elle agit sur le débit maximal observé,

$$I = \frac{\Delta H_{\max}}{L} \quad (III.10)$$

Où : I : pente moyenne du cours d'eau [m/m].

ΔH_{\max} : dénivellation maximale de la rivière [m].

L : longueur du cours d'eau principal [km].

A.N : $I_{\text{moy}} = 0.0556 \text{ m/m}$

Dans notre cas la pente est douce d'où elle donne à l'eau le temps nécessaire à s'infiltrer, entièrement ou en partie, dans le sol.

❖ La densité de drainage

La densité de drainage, introduite par Horton, elle dépend de la géologie et des caractéristiques topographiques du bassin versant. Elle est donnée par la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} L_i}{S} \quad (III.11)$$

Où : D_d : densité de drainage [km/km²].

L_i : la somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i [km].

S : surface du bassin versant [km²].

A.N :
$$D_d = \frac{13.8158}{4.56} = 3.03 \text{ km/km}^2$$

❖ **La densité hydrographique et coefficient de torrentialité**

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

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{S} \tag{III.12}$$

Où : F : densité hydrographique [km⁻²].

N_i : nombre de cours d'eau d'ordre i.

A.N : $N_i = 7.$ $F = 1.54 \text{ talweg/km}^2$

✓ **Le coefficient de torrentialité « C_t »** est calculé à l'aide de l'équation n:

$$C_t = D_d \cdot F \tag{III.13}$$

Où : D_d : Densité de drainage km/km²;

F : Densité hydrographique.

A.N : $C_t = 4.66.$

❖ **Le temps de concentration T_c**

Le temps de concentration T_c des eaux sur un bassin versant se définit comme la durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier.

Les méthodes et les formules utilisées reflètent un caractère régional, traduit par des paramètres propres à la région dans laquelle sont développées ces formules. Normalement on donne la priorité à celle qui nous semble applicable, élaborées dans les conditions physico-géographiques analogues à celles de la partie Nord de l'Algérie.

• **Formule de GIANDOTTI :**

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

Où : S : Surface du bassin versant en [Km²] ;

L : longueur du talweg principale en [Km].

A.N : $T_c = 1.82$ heures

❖ **Vitesse moyenne de ruissellement**

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \quad (\text{III.15})$$

Où : L : Longueur de talweg principal en [Km].

T_c : temps de concentration en [heure].

A.N : $V_R = 2.16$ km/h

Tableau III.10: Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

| DESIGNATION | | SYMBOLE | UNITES | VALEUR |
|-------------------------------|----------|------------------|--------------------|--------|
| Superficie | | S | Km ² | 4.56 |
| Périmètre | | P | Km | 9.206 |
| Longueur du thalweg principal | | L | Km | 4.311 |
| Pente du thalweg principal | | I | % | 5.56 |
| Indice de compacité | | K _G | - | 1.21 |
| Coefficient d'allongement | | Ca | - | 26.5 |
| Rectangle équivalent | longueur | L _r | Km | 2.57 |
| | largeur | l _r | Km | 1.77 |
| Altitudes | maximale | H _{max} | M | 1 031 |
| | moyenne | H _{moy} | M | 864.69 |
| | médiane | H _{med} | M | 866 |
| | minimale | H _{min} | M | 758 |
| Pente moyenne de B.V | | I _m | % | 0.125 |
| Indice de pente globale | | I _g | m/Km | 88.72 |
| Indice de pente de M Roche | | I _r | - | 0.67 |
| Dénivelée spécifique | | Ds | m | 189.41 |
| Densité de drainage | | D _d | Km/Km ² | 3.03 |
| Coefficient de torrentialité | | Ct | - | 4.66 |
| Temps de concentration | | T _c | H | 1.82 |
| Vitesse de ruissellement | | V _R | Km/h | 2.16 |

III-3.Caractéristiques climatologiques de la région d'El Hachimia

Les conditions climatiques, plus que d'autres facteurs qui régissent l'écoulement superficiel, jouent un rôle important dans le régime hydrologique d'un cours d'eau. Les facteurs climatiques les plus déterminants sont les précipitations, les températures de l'air et de l'eau, le vent et l'évaporation.

La wilaya de Bouira est située dans le bassin méditerranéen et subit des influences du climat méditerranéen par le nord et celle du climat sceptique provenant de la plaine de Hodna, sud.

Ces caractéristiques climatiques sont observées à la station météorologique de Bouira.

Le mois le plus chaud est juillet et le mois le plus froid est janvier. L'humidité relative est proportionnellement peu élevée au cours de toute l'année. Elle a un maximum uniforme est étendue sur toute l'année. Son maximum se situe au novembre et le minimum en juillet.

III-3.1.Température

La température est l'un de des principaux facteurs conditionnant le partage des masses d'eaux atmosphériques. Elle influe sur l'évaporation ainsi que sur la vapeur d'eau qui alimente les précipitations. Le régime des températures se caractérise par un été chaud et un hiver relativement doux. La température moyenne de l'air varie de 8,63°C à 27,5 °C.

Nous disposons d'une série de relèves moyens, maximaux et minimaux sous abri sur la période 1994-2001.

Tableau III.11 : Répartition mensuelle des températures moyennes en ° C

| Température | s | o | n | d | j | f | m | a | m | j | j | a | T° moy |
|-------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|--------|
| T° max | 29.5 | 23.9 | 17.8 | 14.4 | 13.1 | 14.8 | 18.4 | 20.5 | 25.8 | 31.2 | 35 | 35.4 | 23.3 |
| T°min | 16.9 | 12.8 | 2.25 | 5.1 | 4.7 | 4.3 | 6.17 | 7.69 | 12.7 | 16.7 | 19.5 | 20.4 | 10.8 |
| T° moy | 22.4 | 17.8 | 12.7 | 9 | 8.63 | 9.3 | 11.9 | 13.7 | 18.9 | 23 | 26.8 | 27.5 | 16.9 |

(Source : ONM)

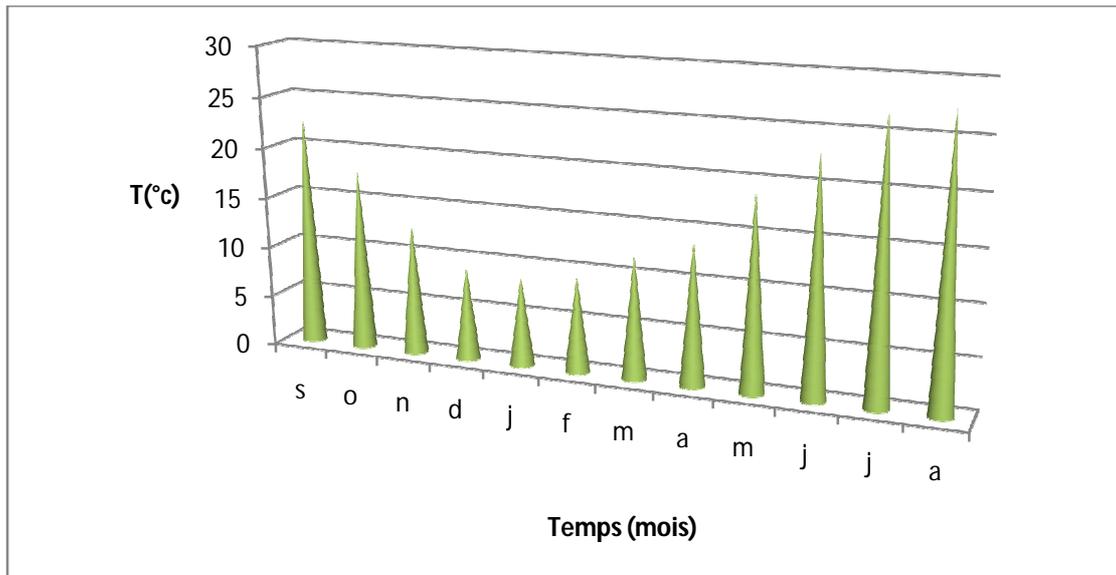


Figure III.7 : Répartition mensuelle des températures moyennes en ° C

III-3.2.Le vent

Le déséquilibre momentané entre les zones de hautes pressions et les zones de bases pression donnent naissance aux vents. Le vent transporte donc les masses d’air humide des océans et des mers vers les continents, tout en augmentant l’évaporation a la surface des sols et des plans d’eau. Ils se caractérisent par leurs vitesses et leurs directions. A la station de Bouira, seule la vitesse (m/s) est enregistrée sur la période de 1994-2001.

Tableau III.12: Répartition mensuelle des vitesses moyennes des vents en m/s

| Mois | s | o | n | d | j | f | m | a | m | j | j | a | moy |
|---------|------|------|------|------|-----|------|-----|------|-----|---|-----|------|-----|
| V (m/s) | 3.69 | 3.25 | 3.75 | 3.76 | 3.4 | 3.34 | 3.3 | 4.04 | 3.6 | 4 | 3.6 | 3.81 | 3.7 |

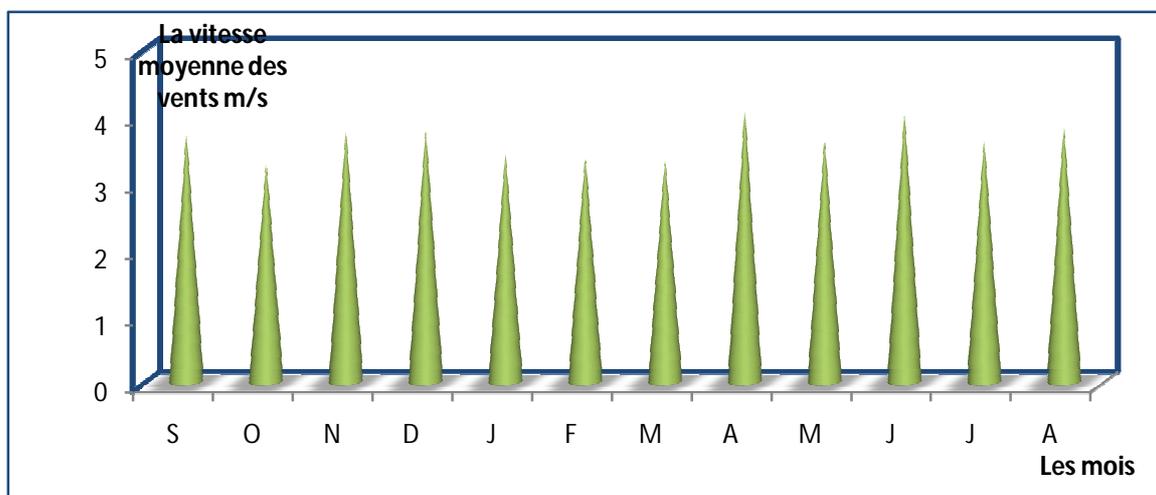


Figure III.8: La vitesse moyenne des vents.

La vitesse est relativement faible et homogène durant toute l'année .La moyenne annuelle est de 3.7 m/s .Les vents les plus dominants sont de direction Ouest Est en hiver et d'Est-ouest en été.

III-3.3.Evaporation

L'évaporation est l'une des caractéristiques climatiques les pluies importantes dans le cycle hydrologique. Ce phénomène permet l'alimentation en vapeur d'eau de l'atmosphère par les cours d'eau, des lacs ainsi que les végétaux (évapotranspiration), provoque par le déficit d'humidité dans l'air ambiant.

Cette fonction constitue une perte directe à partir des écoulements et des plans d'eau. En Algérie, la hauteur d'eau évaporée annuellement par une surface d'eau est presque toujours supérieure à la quantité de précipitation sur la même surface.

Des mesures d'évaporations (en mm) sont effectuées régulièrement à la station météorologique de Bouira. Les valeurs moyennes mensuelles observées sur piche pour la période 1992 sont dans le tableau suivant:

Tableau III.13: Répartition mensuelle de l'évaporation moyenne (en mm).

| Mois | sep | oct | nov | dec | jan | fev | mar | avr | mai | jui | juill | aou | An |
|---------|-----|------|------|------|------|------|------|-----|-----|-----|-------|-----|------|
| Ev(mm) | 144 | 47.6 | 44.8 | 29.4 | 30.8 | 44.8 | 78.4 | 119 | 168 | 207 | 230 | 213 | 1350 |

(Source ONM)

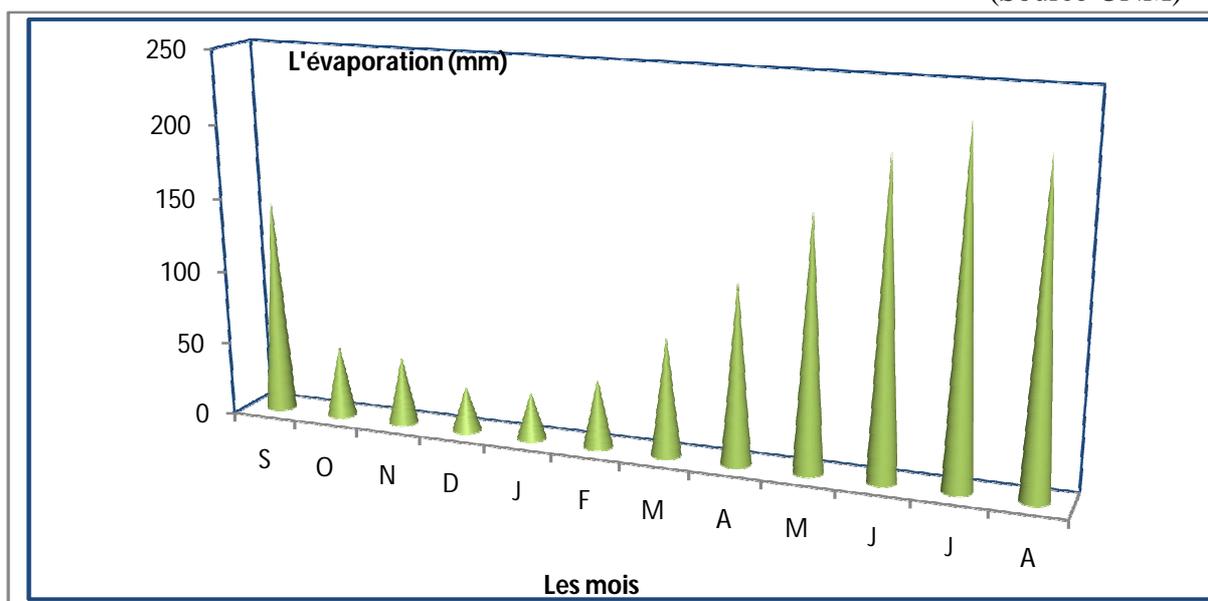


Figure III.9 : La répartition mensuelle de l'évaporation

Le tableau montre l'intensité de l'évaporation marquée par des moyennes mensuelles supérieures à 200 mm durant les mois d'été soit de juin à aout. Le maximum est atteint en juillet-aout. L'évaporation est relativement faible en hiver, le minimum est de 29.4 mm, observé en Janvier, ceci est du a la chute des températures en cette période et ou les précipitations sont supérieure a l'évaporation.

III-3.4 Humidité relative

C'est le rapport de la tension de vapeur réelle (observée) à la tension de vapeur saturante à la même température, exprimé en pourcentage (%). Elle indique que l'état de l'atmosphère est plus au moins proche de la condensation. L'humidité relative est à l'origine de toutes précipitations, en outre elle régit l'évaporation de l'eau sur la végétation, le sol et les nappes d'eau.

Dans la Wilaya de Bouira, les oscillations de l'humidité relative sont importantes, l'amplitude annuelle est de 45% au plus les valeurs minimales étant atteintes en juillet – aout et maximales en janvier. La répartition moyenne mensuelle de l'humidité relative est représentée dans le tableau suivant :

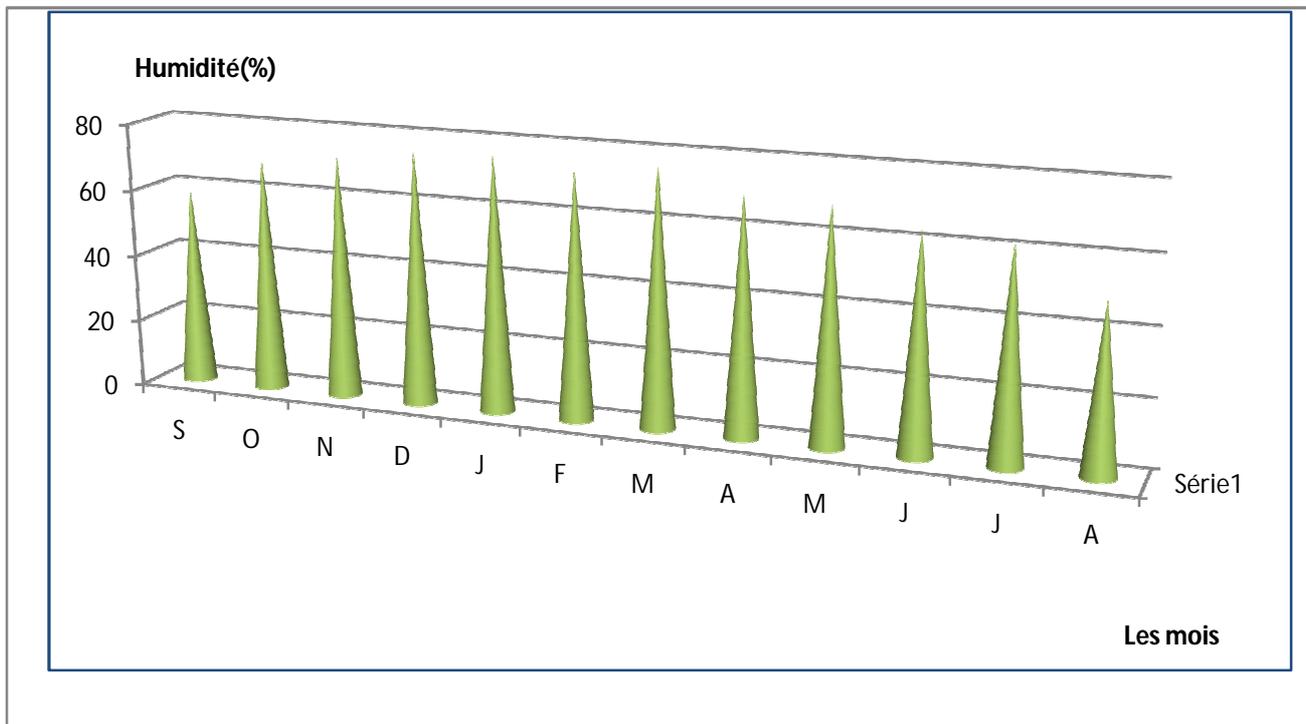


Tableau III.14: Répartition mensuelle de l'humidité relative moyenne (en%).

| Mois | S | O | N | D | J | F | M | A | M | J | J | A | ANNEE |
|------|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|-------|
| H % | 58 | 69 | 72 | 75 | 76 | 73 | 76 | 70 | 69 | 64 | 62 | 49 | 68 |

Figure III.10: Répartition mensuelle de l'humidité relative moyenne (en%)

III-4.Pluviométrie

III-4.1.Pluie moyenne annuelle

L'écoulement superficiel est la résultante du phénomène aléatoire des précipitations sur les caractéristiques physiques et morpho -métriques de tous les bassins versants et un rapport direct existe entre les précipitations et les apports de même période.

- ✓ Nous avons exploité la station d'El Hachimia vu sa proximité de notre site, ainsi que son fonctionnement régulier et continu pendant de longues années.

| | |
|----------------|-------------|
| Code station : | 150103 |
| Nom station : | EL HACHIMIA |
| X | 600.65 |
| Y | 325.1 |
| Z | 730 |

Tableau III.15 : Pluie en millimètres Station d'El Hachimia 1970-2013

| Mois | Sept | Oct | Nov | Dec | Jan | Fev | Mrs | Avr | Mai | Jun | Jul | Aout |
|-----------------|------|------|-------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| P. Moy | 25.8 | 43.2 | 44.9 | 85.1 | 78.4 | 49.0 | 53.3 | 58.9 | 40.0 | 16.0 | 6.1 | 6.1 |
| P.Cumulé | 25.8 | 69 | 113.9 | 199 | 277.4 | 326.4 | 379.7 | 438.6 | 478.6 | 494.6 | 500.7 | 506.8 |

III -4.2 Les pluies maximales journalières

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage.

L'étude fréquentielle des pluies journalières maximales de la station d'El Hachimia a pour but d'estimation une intensité des valeurs limites atteintes pendant une période de retour donnée. Ceci nous ramène à chercher la loi d'ajustement théorique la mieux adaptée pour une série de données des précipitations maximales.

Tableau III.16 : Les caractéristiques de la série pluviométrique (pjmax)

| Caractéristique | Formule | Valeur |
|--|--|-----------|
| La somme des Pmax j en (mm) | $\overline{X} = \sum_{i=1}^{43} xi$ | 1555.31mm |
| La moyenne des Pmax j en (mm) | $\overline{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=43} Xi}{n}$ | 36.17mm |
| L'écart type « σ_x » ;Pour n > 30 ans | $\sigma_x = \left[\frac{\sum_{i=1}^{43} (X_i - 36.17)^2}{44} \right]$ | 12.85mm |
| Coefficient de variation « Cv » : | $C_v = \frac{\sigma}{\overline{X}}$ | 0.355 |

III -4.2.1.Etude d'homogénéisation de la série des pluies max journaliers

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées, L'information de base quant à sa qualité revêt une très grande importance. On ne peut espérer à des résultats concluants si la donnée de base n'est pas fiable.

Et c'est pour cette raison la que cette étude d'homogénéisation est faite par la méthode de la médiane (**MOOD**),

➤ On calcule les quantités Ns et Ts avec : Ns : Nombre total de séries de + ou -
 Ts : Taille de la plus grande série de + ou - Sachant que : + Pour les $X_i > M$ et - Pour les $X_i < M$
 Donc : **M = 36.17; Ns = 19; Ts = 5;**

✓ **Conditions du test de MOOD :** La série est homogène si et seulement si :

$$N_s > \frac{1}{2}(N+1 - u*\sqrt{N+1})$$

$$T_s < 3.3 (\log N+1)$$

Avec : N : la taille de la série (N=43)

u : la variable réduite de Gauss

Dans notre cas : M = 36,17 et Ns=20 et Ts=5.

Vérification des deux conditions:

➤ Pour la première : $\frac{1}{2}(N+1 - u*\sqrt{N+1}) = \frac{1}{2}(43+1 - 1,96*\sqrt{43+1}) = 16,35$

Donc : Ns=20 > 15,49 c'est vérifiée

➤ Pour la deuxième : $3,3 (\log N+1) = 3.3 (\log 43+1) = 8,69$.

Donc : $T_s = 5 < 8.69$ la deuxième condition est vérifiée

Tableau III.17: Les résultats du test de Mood

| Année | P non classées (mm) | Signe | Année | P non classées (mm) | Signe |
|-------|---------------------|-------|-------|---------------------|-------|
| 1970 | 25.7 | - | 1996 | 19.9 | - |
| 1971 | 61.9 | + | 1997 | 34.1 | - |
| 1972 | 43.8 | + | 1998 | 49.2 | + |
| 1973 | 60.4 | + | 1999 | 43.6 | + |
| 1974 | 33.5 | - | 2000 | 37 | + |
| 1975 | 19.7 | - | 2001 | 27.5 | - |
| 1976 | 21.5 | - | 2002 | 41.6 | + |
| 1977 | 34.9 | - | 2003 | 49.5 | + |
| 1978 | 27.5 | - | 2004 | 32.5 | - |
| 1979 | 36.4 | + | 2005 | 35.5 | - |
| 1980 | 27.6 | - | 2006 | 40.5 | + |
| 1981 | 24.7 | - | 2007 | 86.5 | + |
| 1982 | 33.9 | - | 2008 | 31.4 | - |
| 1983 | 19 | - | 2009 | 38.1 | + |
| 1984 | 31.6 | - | 2010 | 35.7 | - |
| 1985 | 52.7 | + | 2011 | 36.4 | - |
| 1986 | 36 | - | 2012 | 30.2 | - |
| 1987 | 25.5 | - | 2013 | 40.5 | + |
| 1988 | 41.1 | + | | | |
| 1989 | 27.7 | - | | | |
| 1990 | 32.6 | - | | | |
| 1991 | 31.2 | - | | | |
| 1992 | 27.1 | - | | | |
| 1993 | 26.9 | - | | | |
| 1994 | 54.5 | + | | | |
| 1995 | 24.2 | - | | | |

Conclusion :

Les conditions du test de **MOOD** sont vérifiées, donc la série des pluies journalière est homogène

III -4 .2.2. Ajustement des pluies maximales journalières

Le calcul des valeurs extrêmes ou quantiles nécessite un ajustement à une loi de probabilité, et 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, et pour choisir la loi la plus efficace il faut suivre des critères de choix qui permettent d'accepter ou de rejeter la loi. Dans notre étude on va utiliser trois lois, la loi de **GUMBEL** (doublement Exponentielle) et la loi de **GALTON** (log - normal) et la loi GEV à l'aide de logiciel « **HYFRAN** » avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les lois d'ajustement.

Les caractéristiques statistiques de la série sont obtenues à l'aide de logiciel **HYFRAN**

III-4 .3 .1 Ajustement à la loi de GUMBEL

C'est la loi à double exponentielle, elle s'applique pour les précipitations maximales journalières pour n'importe quelle période de retour afin de déterminer les valeurs fréquentielles. La fonction de répartition de la loi de GUMBEL s'écrit :

$$F(X) = e^{-e^{-\frac{x-a}{b}}}$$

La fonction de densité :

$$f(X) = \frac{1}{b} e^{-e^{-\frac{x-a}{b}}} \cdot e^{-\frac{x-a}{b}}$$

Où :

b : Paramètre d'échelle (gradex) .

a : Le paramètre de position.

L'équation de la droite de Gumbel représentée sur papier Gumbel est donnée par :

$$X = \frac{1}{b} \mu_g + a \quad (\text{III.17})$$

Où : variable réduite de Gumbel : $\mu_g = -[\ln (-\ln (F(x)))]$.

➤ Avant de procéder à l’ajustement, il va falloir suivre les étapes suivantes :

- ✓ Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d’un rang : 1, 2,3.....n.
- ✓ Calculer, pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(X)=\frac{m-0,5}{n} \dots\dots \quad (III. 18)$$

Calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

$$y = - \ln (-\ln (F(x)))$$

- ✓ Calculer les paramètres d’ajustement « α » et « x_0 »
- ✓ Représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier GUMBEL

Les résultats de l’ajustement par la loi de **GUMBEL** des pluies maximales journalières qui a été fait par le logiciel **HYFRAN** pour des différents de période de retour sont représentées dans le tableau suivant :

• Les paramètres estimés :

U : 30.3801

α : 10.0226

Tableau III.18: Résultat d’Ajustement à la loi de Gumbel

| T | q | XT | Ecart-type | Intervalle de confiance |
|---------|--------|------|------------|-------------------------|
| 10000.0 | 0.9999 | 123 | 14.8 | 93.6 - 152 |
| 2000.0 | 0.9995 | 107 | 12.3 | 82.5 - 131 |
| 1000.0 | 0.9990 | 99.6 | 11.2 | 77.6 - 122 |
| 200.0 | 0.9950 | 83.5 | 8.68 | 66.4 - 100 |
| 100.0 | 0.9900 | 76.5 | 7.60 | 61.6 - 91.4 |
| 50.0 | 0.9800 | 69.5 | 6.53 | 56.7 - 82.3 |
| 20.0 | 0.9500 | 60.1 | 5.11 | 50.1 - 70.2 |
| 10.0 | 0.9000 | 52.9 | 4.05 | 45.0 - 60.9 |
| 5.0 | 0.8000 | 45.4 | 3.00 | 39.5 - 51.3 |

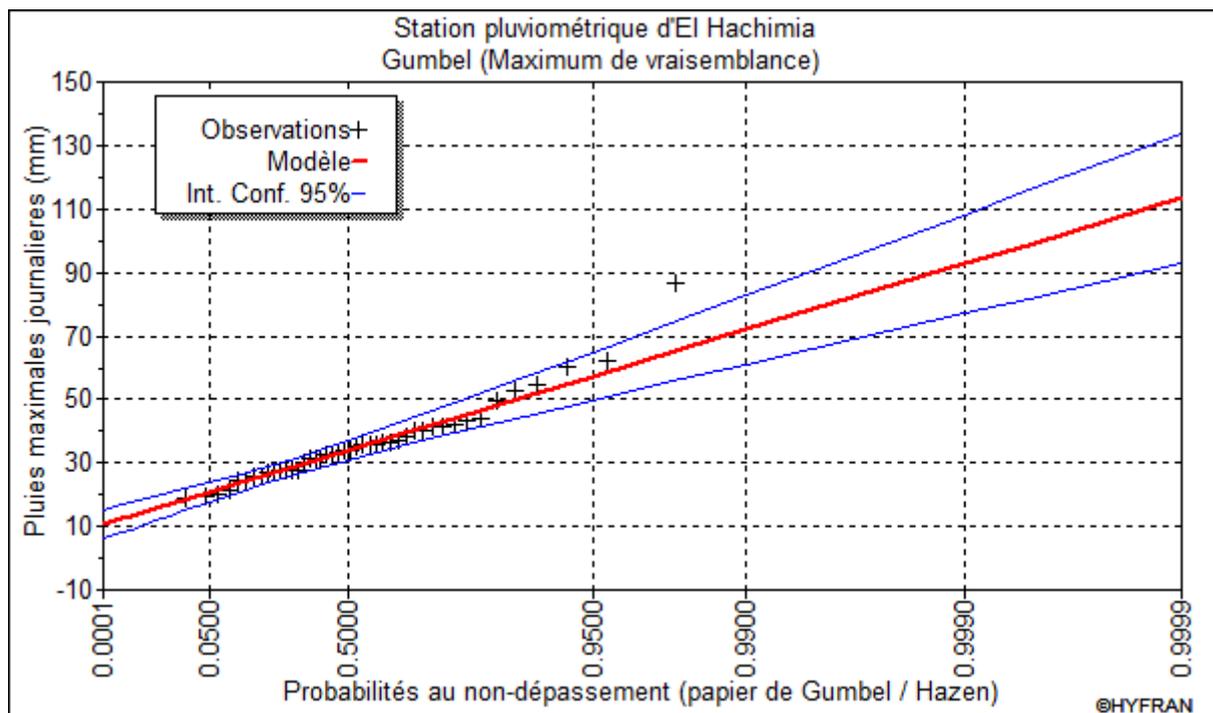


Figure III.11: La droite de l’ajustement avec la loi de Gumbel

III-4.3.2 Ajustement à la loi Lognormale (loi de GALTON)

Elle résulte de la loi normale mais rendus dissymétrique par le changement de variables, sa fonction de répartition pour des fréquences au non dépassement est la suivante

$$F(X) = \int_{-\infty}^u \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{\mu^2}{2}} .d\mu \tag{III.19}$$

La fonction de densité :

$$f(x) = \frac{1}{b(x-c)\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2b^2(\ln(x-c)-a)^2}} . \tag{III.20}$$

: Où :

a : Paramètre de position = μ_y .

b : Paramètre de forme = σ_y $y = \ln(x - c)$.

c : Borne inférieure de la distribution on prend $c = 0$.

L'équation de la droite d'ajustement reportée sur le papier Goussou -logarithmique est donnée par :

$$X = \exp(a + b \mu) \quad (\text{III.21})$$

Où : μ : variable normale centrée réduite de la table GAUSS.

Tableau III.19: Ajustement à la loi de Galton (log-normal)

| T | q | XT | Ecart-type | Intervalle de confiance |
|---------|--------|------|------------|-------------------------|
| 10000.0 | 0.9999 | 113 | 15.4 | 82.3 - 143 |
| 2000.0 | 0.9995 | 98.1 | 12.1 | 74.4 - 122 |
| 1000.0 | 0.9990 | 92.0 | 10.7 | 71.0 - 113 |
| 200.0 | 0.9950 | 78.1 | 7.88 | 62.7 - 93.6 |
| 100.0 | 0.9900 | 72.1 | 6.74 | 58.9 - 85.3 |
| 50.0 | 0.9800 | 66.1 | 5.66 | 55.0 - 77.2 |
| 20.0 | 0.9500 | 58.0 | 4.31 | 49.6 - 66.5 |
| 10.0 | 0.9000 | 51.7 | 3.37 | 45.1 - 58.3 |
| 5.0 | 0.8000 | 44.9 | 2.52 | 39.9 - 49.8 |

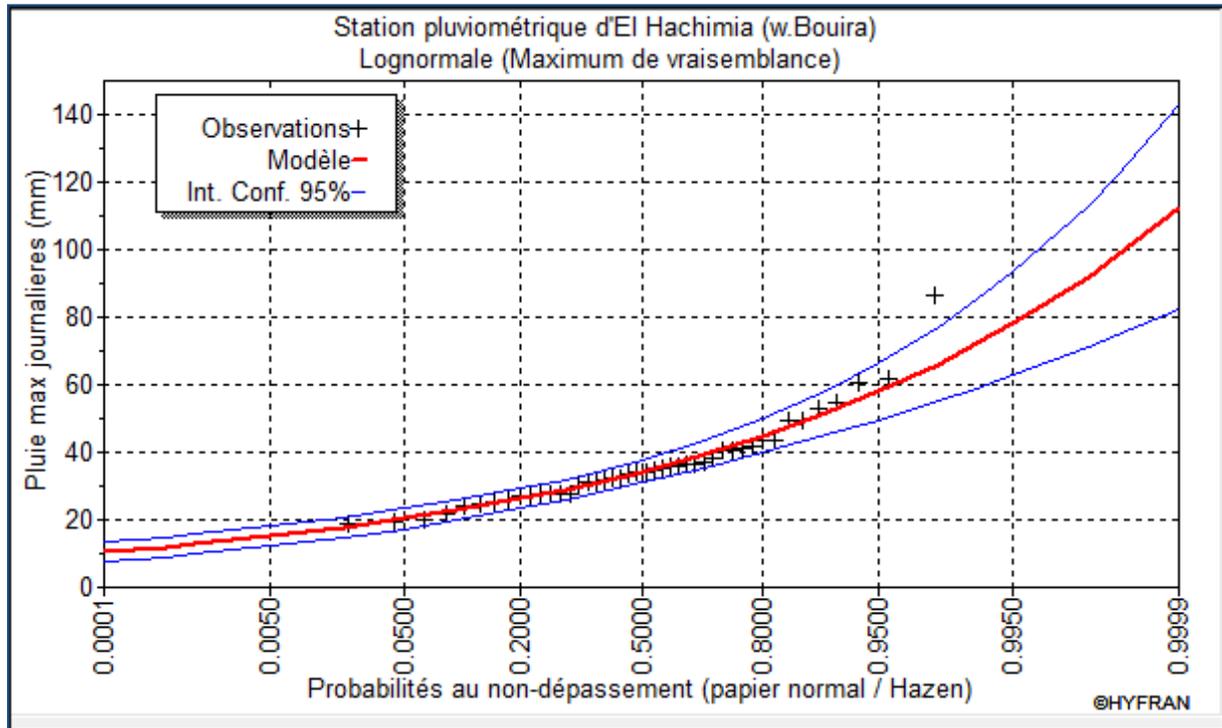


Figure III.12: La droite de l’ajustement avec la loi de Galton

III-4.3.3 Ajustement à la loi des extrêmes généralisés (loi GEV)

C’est une généralisation de la loi de Gumbel, sa fonction de répartition pour des fréquences au dépassement est la suivant

$$F(X) = e^{-\left(1-c\frac{x-a}{b}\right)^{\frac{1}{c}}} \quad (III.22)$$

La fonction de densité :

$$f(x) = \frac{1}{b-c(x-a)} e^{-\frac{1}{c}\ln\left(1-c\frac{x-a}{b}\right)} e^{-\left[1-\left(1-c\frac{x-a}{b}\right)^{\frac{1}{c}}\right]} \quad (III.23)$$

Où :

- a : Paramètre de position;
- b : paramètre de dispersion;
- c : paramètre de forme pour c = 0, on obtient une loi de Gumbel.

L’équation de la droite est donnée par :

$$X = \frac{b}{c} \left[1 - (-\ln F(x))^c \right] + a \quad (III.24)$$

Où : variable réduite de GEV : $\mu_{gv} = -\frac{1}{c} \left[\ln \left(1 - c \frac{x-a}{b} \right) \right]$.

Tableau III.20: Ajustement à la loi des extrêmes généralisés (loi GEV)

| T | q | XT | Ecart-type | Intervalle de confiance |
|---------|--------|------|------------|-------------------------|
| 10000.0 | 0.9999 | 159 | 75.5 | N/D |
| 2000.0 | 0.9995 | 127 | 46.1 | N/D |
| 1000.0 | 0.9990 | 115 | 36.4 | N/D |
| 200.0 | 0.9950 | 90.0 | 19.5 | N/D |
| 100.0 | 0.9900 | 80.3 | 14.3 | 52.3 - 108 |
| 50.0 | 0.9800 | 71.1 | 10.1 | 51.3 - 91.0 |
| 20.0 | 0.9500 | 59.9 | 6.12 | 47.9 - 71.9 |
| 10.0 | 0.9000 | 51.9 | 4.06 | 44.0 - 59.9 |
| 5.0 | 0.8000 | 44.2 | 2.71 | 38.9 - 49.5 |

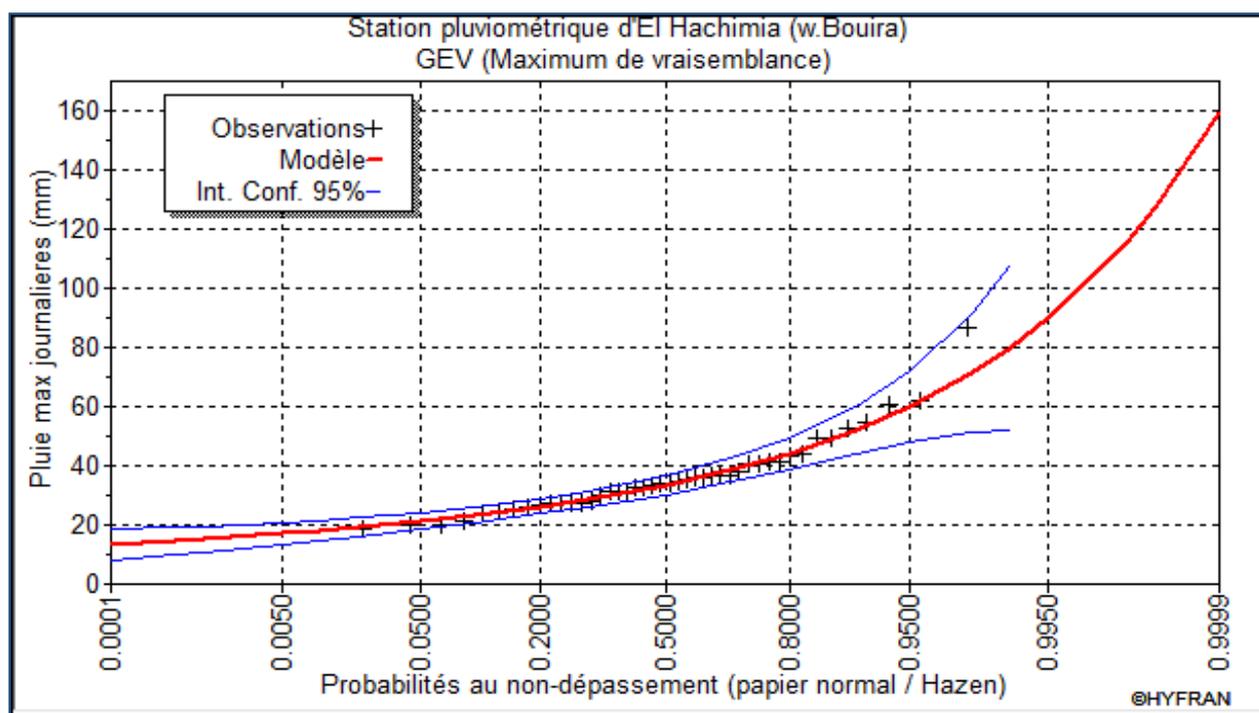


Figure III.13 : Ajustement à la loi de GEV

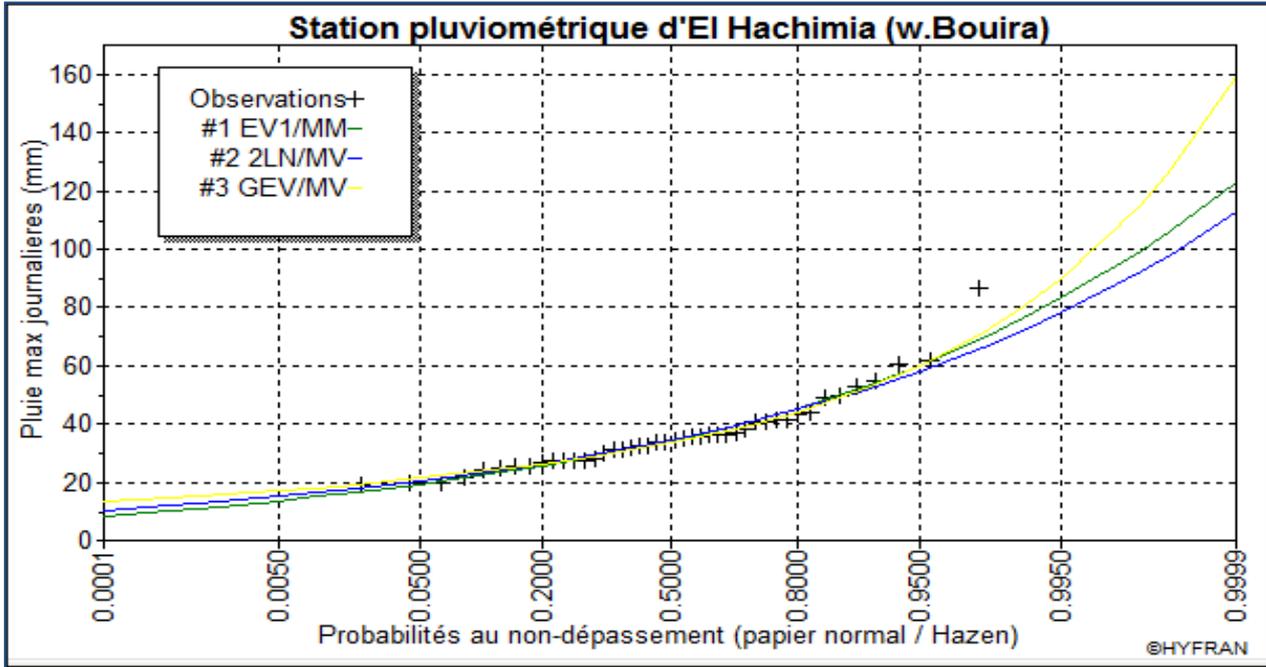


Figure III.14 : Comparaison des ajustements

❖ Teste d'adéquation pour les trois lois

On a choisi comme test d'adéquation de l'ajustement celui de Khi 2, qui est utilisé pour un seuil de signification $\alpha = 5\%$ et un nombre de degré de liberté $\gamma = K - 1 - m$,

avec : K : nombre de classe

m : nombre de paramètre de la loi.

$$\chi^2_{cal} = \sum_1^k \frac{(n_i - u_i)^2}{u_i} \tag{III.25}$$

Où n_i : nombre d'observation contenues dans la classe i .

u_i : nombre d'observation théoriques calculées dans la classe i avec $u > 5$

χ^2 : variable aléatoire calculée.

On pose les deux hypothèses suivantes :

H_0 : L'échantillon provient de la loi choisie.

H_1 : L'échantillon ne provient pas de la loi choisie.

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 % si $\chi^2_{calculé} < \chi^2_{théorique}$.

Où : $\chi^2_{théorique}$ est tiré de la table de χ^2 en fonction de γ et $\alpha = 5\%$.

Le tableau suivant donne les paramètres de test χ^2

Tableau III.21 : Paramètre de test de χ^2

| La loi choisie | Degré de liberté γ | χ^2 calculé | χ^2 théorique |
|----------------|---------------------------|------------------|--------------------|
| Log normale | 6 | 3.05 | 12.892 |
| Gumbel | 6 | 4.68 | 12.892 |
| GEV | 5 | 2.23 | 11.070 |

Les résultats des tests montrent que la série s'ajuste aux trois lois.

Conclusion

- Le test de χ^2 de Pearson montre que les ajustements (Gumbel, Galton, GEV) sont adéquats.
- Par comparaison graphique on conclut que la pluie maximale journalière suit la loi log-normale (Galton), car tous les points sont plus proches de la droite de HENRY.

III-4.3.4 Résultats d'ajustement à la loi choisie (log-normale)

- Les paramètres de la loi log-Normale sont représentés dans le tableau suivant :
- Nombre d'observations: $n = 43$.
- Quantiles : $q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement)
- $T = 1/(1-q)$ (période de retour)

Tableau III.22 : Caractéristiques de la série pluviométrique

| Paramètres | Caractéristiques de la série |
|-------------------------------|------------------------------|
| Minimum | 19 |
| Maximum | 86.5 |
| Moyenne | 36.0 |
| Ecart-type | 12.9 |
| Médiane | 34.0 |
| Coefficient de variation (Cv) | 0.335 |
| Coefficient d'asymétrie (Cs) | 1.7 |

Le tableau au-dessous récapitule les quantiles pour différentes période de retour suit à l'ajustement de la série à la loi de log normal :

Tableau III.23 : Les précipitations des différentes fréquences

| Période de retour (ans) | Probabilité q | Précipitation mm | Ecart-type | Intervalle de confiance q = 95% |
|-------------------------|---------------|------------------|------------|---------------------------------|
| 1000.0 | 0.9990 | 92.0 | 12.381 | 71.0-113 |
| 100.0 | 0.9900 | 72.1 | 7.7961 | 58.9-85.3 |
| 50.0 | 0.9800 | 66.1 | 6.5506 | 55.0-77.2 |
| 10.0 | 0.9000 | 51.7 | 3.37 | 45.1-58.3 |

III-5. Pluie de courte durée à différentes fréquences

L'analyse des pluies a permis de définir deux lois générales de pluviosité qui peuvent s'exprimer de la manière suivante :

- Pour une même fréquence d'apparition - donc un même temps de retour - l'intensité d'une pluie est d'autant plus forte que sa durée est courte.
- Ou encore, en corollaire, à durée de pluie égale, une précipitation sera d'autant plus intense que sa fréquence d'apparition sera petite (donc que son temps de retour sera grand).

Ces lois permettant d'établir les relations entre les intensités, la durée et la fréquence d'apparition des pluies peuvent être représentées selon des courbes caractéristiques : on parle généralement de courbes intensité ; durée ; fréquence.

La notion de fréquence est en faite exprimée par la notion de temps de retour.

Les courbes IDF ne sont pas une fin en soi, mais sont construites dans un but bien précis.

Elles permettent d'une part de synthétiser l'information pluviométrique au droit d'une station donnée et, d'autre part de calculer succinctement des débits de projet et d'estimer des débits de crue ainsi que de déterminer des pluies de projet utilisées en modélisation hydrologique.

Pour une période donnée la quantité des pluies tombée en (mm) dans un temps (t) a été donnée par la formule K. Body (ANRH 1984) suivante :

$$P_{ct} = P_{\max.j} \left(\frac{t}{24}\right)^b \tag{III.26}$$

P_{ct} : pluie de courte durée de fréquence égale à celle de $P_{\max.j}$ en mm

$P_{\max.j}$: pluie maximale journalière pour différentes fréquences

t: durée en heures

b : exposant climatique (pour notre région d'après L'A.N.R.H b=0,302)

I_t : intensité de la pluie en mm ; $I_t = P_{ct}/t$

Tableau III .24 : La pluie de courte durée pour différents fréquences

| Fréquence | Periode de retour (an) | Pmax j(mm) | Le temps (h) | | | | | | | | | | | | | |
|-----------|------------------------|-------------|--------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| | | | 0 | 1 | 2 | 4 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 | 20 | 22 | 24 |
| 0.9 | 10 | 51.7 | 0 | 19.80 | 24.41 | 30.09 | 34.01 | 37.10 | 39.69 | 41.94 | 43.93 | 45.74 | 47.40 | 48.93 | 50.36 | 51.7 |
| 0.95 | 20 | 58.0 | 0 | 22.21 | 27.39 | 33.76 | 38.16 | 41.62 | 44.53 | 47.05 | 49.29 | 51.32 | 53.17 | 54.89 | 56.50 | 58 |
| 0.98 | 50 | 66.1 | 0 | 25.31 | 31.21 | 38.48 | 43.49 | 47.44 | 50.74 | 53.62 | 56.17 | 58.48 | 60.60 | 62.56 | 64.39 | 66.1 |
| 0.99 | 100 | 72.1 | 0 | 27.61 | 34.04 | 41.97 | 47.44 | 51.74 | 55.35 | 58.48 | 61.27 | 63.79 | 66.10 | 68.24 | 70.23 | 72.1 |
| 0.999 | 1000 | 92.0 | 0 | 35.23 | 43.44 | 53.55 | 60.53 | 66.02 | 70.63 | 74.62 | 78.18 | 81.40 | 84.34 | 87.07 | 89.61 | 92 |

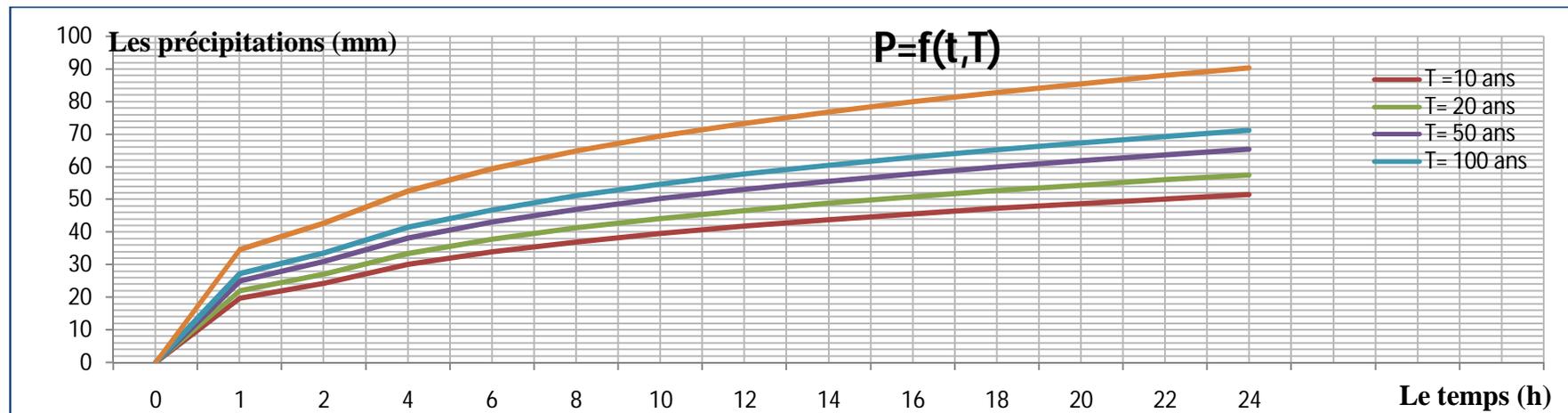


Figure III .15: Représentation des précipitations en fonction de temps pour les différentes fréquences

Tableau III .25: Intensité de pluie pour différents fréquences (IDF)

| Fréquence | Période de retour (an) | L'intensité mm/h | Le temps (h) | | | | | | | | | | | | |
|-----------|-------------------------|------------------|--------------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | | 1 | 2 | 4 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 | 20 | 22 | 24 |
| 0.9 | 10 | | 19.800 | 12.205 | 7.524 | 5.669 | 4.638 | 3.969 | 3.495 | 3.138 | 2.859 | 2.633 | 2.447 | 2.289 | 2.154 |
| 0.95 | 20 | | 22.213 | 13.693 | 8.440 | 6.360 | 5.203 | 4.453 | 3.920 | 3.521 | 3.207 | 2.954 | 2.745 | 2.568 | 2.417 |
| 0.98 | 50 | | 25.315 | 15.605 | 9.619 | 7.248 | 5.930 | 5.074 | 4.468 | 4.012 | 3.655 | 3.367 | 3.128 | 2.927 | 2.754 |
| 0.99 | 100 | | 27.613 | 17.021 | 10.492 | 7.906 | 6.468 | 5.535 | 4.874 | 4.376 | 3.987 | 3.672 | 3.412 | 3.192 | 3.004 |
| 0.999 | 1000 | | 35.234 | 21.719 | 13.388 | 10.088 | 8.253 | 7.063 | 6.219 | 5.584 | 5.087 | 4.686 | 4.354 | 4.073 | 3.833 |

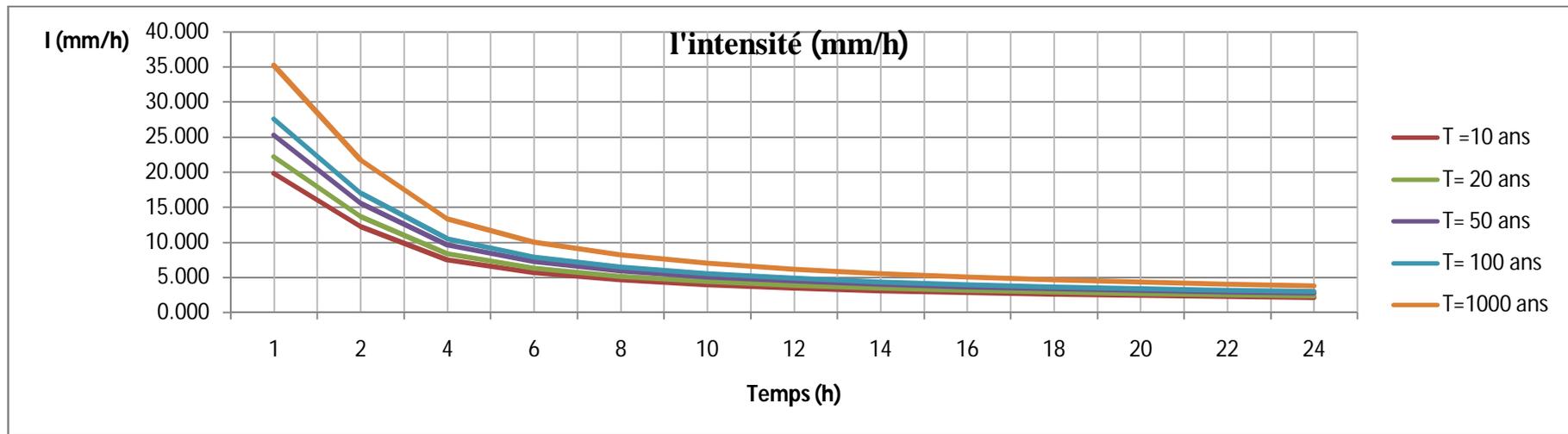


Figure III .16: Représentation des intensités en fonction de temps pour les différentes fréquences

III-6. Etudes des apports

III-6.1. Apport liquide

III-6.1.1 .Evaluation des apports moyens annuels de l'oued (A0)

Pour évaluer le volume utile optimal de la retenue, il faudra d'abord synthétiser des séries des apports liquides et d'évaporations mensuelles le long d'une période pas inférieur à 30 ans et incluant les enregistrements les plus récent possible, pour incorporer aux changements climatiques récents. Comme on a un manque de donné des apports nous allons utiliser les formules empiriques les plus employer en Algérie à l'instar, de la formule de l'ANRH, la formule de SAMIE et celle de TURC et CHAUMONT. De plus nous allons estimer les apports fréquentiels et répartition mensuelle de l'apport moyen annuel.

L'étude des apports doit être faite en fonction de l'utilisation de la retenue et du rôle qu'on lui assigne. La plupart des petites retenues sont destinées à assure une régularisation saisonnière des ressources en eau .Elles se remplissent pendant la saison humide et se vident plus ou moins complètement pendant la saison sèche.

L'estimation de l'apport moyen annuel est faite moyennant les formules empiriques.

Tableau III.26: Récapitulatif des résultats

| Auteurs | Formules | Valeurs |
|----------------------------|--|--|
| Formule de l'ANRH | $A_{moy} = 0,915 P_{moy}^{2.684} * S^{0.842}$ <p>P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m) S : Superficie du bassin versant(km²) $L_e = A_0/S = 21.93\text{mm}$</p> | $A_0 = 0.1\text{Mm}^3$ |
| Formule de MEDINGUER | $L_e = 1,024(P_{moy} - 0.26)^2$ $A_0 = L_e * S$ <p>L_e : Lamme d'eau écoulée (mm) P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m)</p> | $L_e = 48.57 \text{ mm}$ $A_0 = 0.221\text{Mm}^3$ |
| Formule de SAMIE | $L_e = P_{moy}^2 (293 - 2.2\sqrt{S})$ $A_0 = L_e * S$ | $L_e = 513.65 \text{ mm}$ $A_0 = 2.34 \text{ Mm}^3$ |
| Formule de Mallet-Gauthier | $L_e = 0,6 * P_{moy} (1 - 10^{-0.36 P_{moy}^2})$ $A_0 = L_e * S$ | $L_e = 25.32\text{mm}$ $A_0 = 0.115\text{Mm}^3$ |
| Formule de Deri 2 | $A_0 = 0,513 * P_{moy}^{2.683} * D_d^{0.5} * S^{0.842}$ <p>D_d : Densité de drainage = $3.03\text{Km} / \text{Km}^2$</p> | $A_0 = 0.074\text{Mm}^3$ |

Remarque:

On opte pour la formule de l'ANRH, donc $A_0=0.1 \text{ Mm}^3$

III-6.1.2.Répartition mensuelle de l'apport moyen

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

Tableau III.27: Répartition mensuelle de l'apport moyen

| Mois | P (mm) | P(%) | Apport (Mm3) |
|----------------|--------|---------|--------------|
| Septembre | 25.8 | 5.1084 | 0.0051 |
| Octobre | 43.2 | 8.5536 | 0.0086 |
| Novembre | 44.9 | 8.8902 | 0.0089 |
| Décembre | 85.1 | 16.8498 | 0.0168 |
| Janvier | 78.4 | 15.5232 | 0.0155 |
| Fevrier | 49 | 9.702 | 0.0097 |
| Mars | 53.3 | 10.5534 | 0.0106 |
| Avril | 58.9 | 11.6622 | 0.0117 |
| Mais | 40 | 7.92 | 0.0079 |
| Juin | 16 | 3.168 | 0.0032 |
| Juillet | 1.6 | 0.3168 | 0.0003 |
| Aout | 1.6 | 0.3168 | 0.0003 |
| Total annuelle | 506.6 | 100 | 0.0986 |

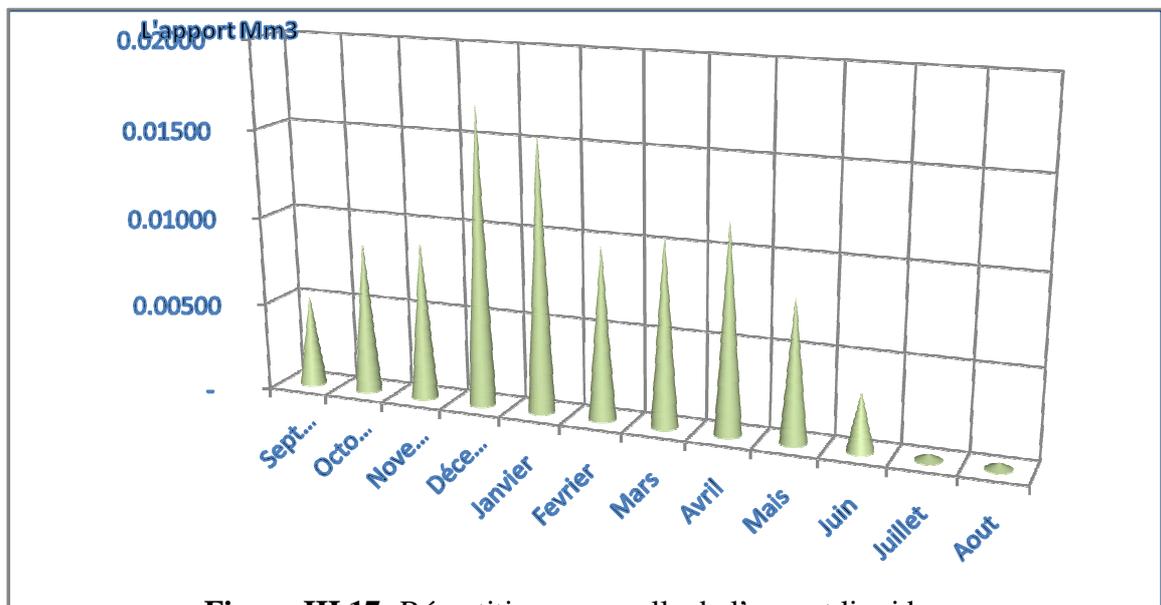


Figure III.17: Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen

III-6.2. Caractéristiques de l'écoulement✓ **Module de l'écoulement**

Il est donné par : $M_e = A_0 / T$ (III.27)

A_0 : Apport moyen annuel.

T : Temps d'une année en secondes : $T = 31536000$ s.

AN

$$M_e = 3.17 \text{ l/s}$$

✓ **Module de l'écoulement relatif**

On a: $M_0 = M_e / S_{bv}$ (III.28)

M_e : Module de l'écoulement (l/s).

S : Superficie du bassin (Km²).

AN : $M_0 = 0.70 \text{ l/s/km}^2$

✓ **Lame d'eau écoulée**

$$L_e = A_0 / S_{BV} \quad (\text{III.29})$$

Soit : $L_e = 21.93 \text{ mm}$

✓ **Coefficient de l'écoulement:**

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{\text{moy}}$ (III.30)

Soit : $C_e = 0,52$.

III-6.3. Coefficient de variation

Pour le calcul du coefficient de variation C_v , et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques

➤ **Formule de SOKOLOVSKY**

$$C_v = 0,78 - 0,29 \log M_0 - 0,063 \log (S + 1) \quad (\text{III.31})$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif.

S : superficie du bassin (km²).

On aura : $C_v = 0,78$.

➤ **Formule D'OURKGUIPROVODKHOZ**

$$C_v = 0,7 / (M_0^{0,125}) \quad (\text{III.32})$$

AN : $C_v = 0,72$

➤ **Formule de L'ANTONOV**

$$C_v = 0,7 / (S + 1000)^{0,097} \quad (\text{III.33})$$

AN: $C_v = 0,34$

➤ **Formule de KRISTKY MENKEL**

$$C_v = 0,83 / (S^{0,06} \cdot M_0) \quad (\text{III.34})$$

M_0 : module de l'écoulement relatif

AN : $C_v = 0,83$

Conclusion

D’après ces résultats la valeur moyenne de coefficient de variation $C_v = 0,67$, donc on prend la valeur ($C_v = 0,72$) donnée par la formule **OURKGUIPROVODKH OZ** qui est proche à la moyenne.

III-6. 4. Estimation fréquentielle des apports

III-6.4.1.Estimation de l’apport fréquentiel

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

Les apports annuels ajustés à une loi statistique log-normale de forme :

$$A_{\%} = \frac{A_0 \cdot e^{u \cdot \sqrt{\log(C_v + 1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} \dots\dots\dots(III.34)$$

- Avec :** $A_{\%}$: Apport de fréquence donnée.
 u : Variable réduite de Gauss.
 A_0 : Apport moyen annuel (Mm³).
 C_v : Coefficient de variation.($C_v=0.72$)

Les résultats de calcul sont donnés dans le Tableau suivant :

Tableau III.28 : Les apports fréquentiels

| Période de retour | 1.25 | 10 | 20 | 50 | 100 | 1000 |
|---------------------------------|-------------|-----------|-----------|-----------|------------|-------------|
| Fréquence P (%) | 80 | 10 | 5 | 2 | 1 | 0.1 |
| Variable de Gauss | -0,841 | 1,282 | 1.64 | 2,054 | 2,327 | 3,1 |
| Apports (Mm³) | 0.053 | 0.149 | 0.178 | 0.218 | 0.250 | 0.365 |

Donc $A_{80\%} = 0.053Hm^3$

III-6.5.Répartition de l’apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%

La répartition mensuelle de l’apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations on a : $A_{80\%} = 0.053Mm^3$ (Remplissage garanti de 8 années sur 10).

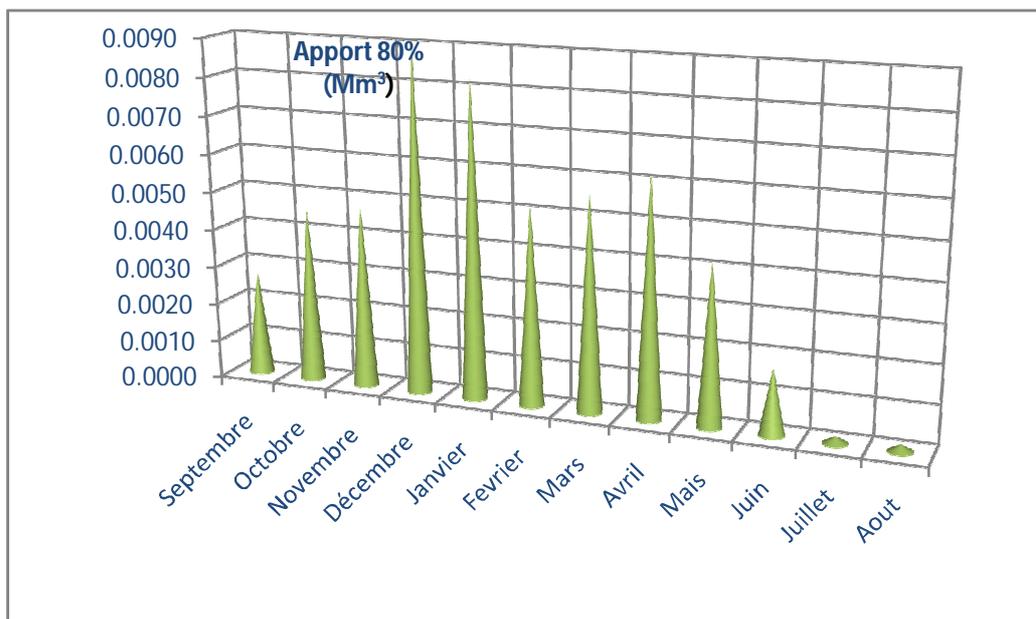


Figure III.18: Répartition mensuelle de l’apport liquide moyen de fréquence 80%

Tableau III.29 : Répartition mensuelle de l’apport liquide moyen annuel de fréquence de 80

| Mois | P (mm) | P(%) | Apport 80%(Mm3) |
|----------------|--------|---------|-----------------|
| Septembre | 25.8 | 5.1084 | 0.0027 |
| Octobre | 43.2 | 8.5536 | 0.0045 |
| Novembre | 44.9 | 8.8902 | 0.0047 |
| Décembre | 85.1 | 16.8498 | 0.0089 |
| Janvier | 78.4 | 15.5232 | 0.0082 |
| Février | 49 | 9.702 | 0.0051 |
| Mars | 53.3 | 10.5534 | 0.0056 |
| Avril | 58.9 | 11.6622 | 0.0062 |
| Mai | 40 | 7.92 | 0.0042 |
| Juin | 16 | 3.168 | 0.0017 |
| Juillet | 1.6 | 0.3168 | 0.0002 |
| Aout | 1.6 | 0.3168 | 0.0002 |
| Total annuelle | 506.6 | 100 | 0.053 |

III-6 .6 .1.Calcul du volume mort

Généralement, le volume mort est destiné à maintenir un niveau de saturation aux environs de la digue, à maintenir l'équilibre écologique et de servir de réservoir pour stocker les sédiments. La quantité des sédiments qui se dépose dans la cuvette du barrage est une partie de l'écoulement solide du cours d'eau. Les dépôts durant les premières années d'exploitation présentent un grand pourcentage de cet écoulement mais au fur et à mesure que l'envasement se poursuit ce taux devient minime.

- **Formule de TIXERONT**

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s} \tag{III.35}$$

Avec : $Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \cdot S$ (III.36)

Q_s : Débit solide en (tonne/an).

δ_s : Poids spécifique des sédiments (1,6 t/m3).

T : temps d'exploitation ($T = 20$ ans)

α : Caractéristique de perméabilité.

S : surface de bassin versant ($S=4.56$ km²)

Le : la lame d'eau écoulée ($Le =21.93$ mm)

Tableau III.30: Valeurs de α en fonction de la perméabilité.

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

Dans notre cas, on prend : $\alpha =350$ (moyenne à faible perméabilité).

Alors : $Q_s = 2536.23$ t/an

Et le volume mort sera: $V_m = 35000.16$ m³
 $V_m = 0.035$ Mm³

Et a partir de la courbe : capacité- hauteur on trouve :

Le niveau de volume mort est : **763.175 m NGA.**

□ **Formule de GAVRILLOVIC**

Cette relation largement utilisée en Algérie, elle fait intervenir des caractéristiques physiques et un indice climatique du bassin versant :

$$V_m = \frac{T_0 \cdot T \cdot S}{\delta_s} \quad (III.37)$$

Tel que $T_0 = T_{sp} * G_{rm}$

$$T_{sp} = T \cdot P_{moy} \cdot \pi \cdot \sqrt{Z^3} \quad \text{Tel que} \left[T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 1 \right]$$

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{P} + H_{moy})}{0,2(L + 10)}$$

Où :

T_0 : taux d'abrasion [t/Km²/an] .

T_{sp} : le taux de la production annuel des matériaux en [m³/km²/an] .

G_{rm} : taux de rétention des sédiments produits par le bassin .

T : coefficient thermique .

Z : coefficient d'érosion relative en fonction de la description du B.V $Z = 0.4$.

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

t : température moyenne annuelle [°C] .

P : périmètre du bassin versant [Km].

L : longueur du talweg principal [Km].

H_{moy} : Altitude moyenne [km].

A.N : $T=2.3$; $T_{sp}= 925.942 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$; $G_{rm} = 0.303$; $T_0 = 280.56 \text{ t}/\text{Km}^2/\text{an}$;

$V_m = 1843,103 \text{ m}^3$.

On prend la valeur calculée par la **Formule de TIXERONT** ; d'où **$V_m = 35000.16 \text{ m}^3$** .

III-7. Étude des crues

III-7.1 .Définition de la crue

Une crue est un niveau inhabituel observé dans un cours d'eau, qui peut causer des dommages importants dans les régions avoisinantes. Les crues varient spatialement et temporairement dans leur intensité et sont souvent caractérisées par leur débit de pointe et leur hydrogramme. Ces derniers sont dus à plusieurs facteurs. En premier lieu la quantité, l'intensité et l'expression spatiale de l'averse génératrice. En deuxième lieu les propriétés physiographique tels que la taille, la forme, les pentes et l'orientation du bassin exerçant une large influence. En plus l'intervention humaine et les changements naturels des caractéristiques du bassin versants augmentant la complexité du problème.

III-7.1.2. Différentes méthodes d'évaluation des crues

Les techniques utilisées pour la détermination des crues dépendent pour une grande part des données disponibles. Presque chaque problème qui se produit est unique, du aux variations des conditions et des données, qui fait que c'est la disponibilité des données plutôt que la nature des problèmes qui conditionnent la procédure. Il n'existe pas encore une unicité de calcul des crues, les méthodes de calcul différent aussi selon le chargé d'études.

Plusieurs méthodes peuvent être exploitées pour estimer les crues : méthodes statistiques, méthodes empiriques , méthodes pseudo-déterministes, méthodes analogiques .

III-7.2. Détermination de la crue par formules empiriques

III-7.2.1. Estimation de débit de crue par les formules empiriques

Partant des données morphologiques et pluviométriques existantes une évaluation des débits de pointes des crues sera faites à partir de formules empiriques : Mallet – Gauthier, Giandotti, Turazza, et Sokolovsky. Ces relations sont celles qui traitent au mieux les petits bassins.

➤ **Formule de MALLET-GAUTHIER :**

On a :

$$Q_{\max p\%} = 2K \log (1+A.P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1+4\log T - \log S} \quad (\text{III.37})$$

Où :

$Q_{\max p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s).

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

S : Superficie du bassin versant km².

L : Longueur du talweg principal km.

A : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30 [$A = 25$].

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : $K(1-3)$ On prend $K = 2$;

T : Période de retour (an).

Le **tableau III.31** nous donne les résultats de calcul pour différents périodes de retour.

Tableau III.31: Débit maximum pour différentes périodes de retour

| Période de retour (an) | 1000 | 100 | 50 | 20 | 10 |
|--------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Q_{\max} (m ³ /s) | 69.82 | 56.73 | 52.15 | 45.40 | 39.53 |

➤ **Formule de SOKOLOVSKY**

On a :

$$Q_{\max p\%} = \frac{0.28 * (P_{ct} - H_0) * \alpha_{p\%} * F * \bar{S}}{T_m} \quad (\text{III.38})$$

Où : H_0 : pertes initiales en mm. $H_0 = 7$ mm .

$\alpha_{p\%}$: coefficient de ruissellement de la crue probable pour une période donnée ;

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{P_{\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{\%}} + \sqrt{H_0}}$$

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

$$P_{ct} = P_{\max j p\%} (tc/24)^b$$

Tableau III.32 : Valeur de γ en fonction de bassin versant

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

On prend : $\gamma = 2$ D'où : $F = 1.2$

S : Superficie du bassin (Km²) .

T_m : temps de monté T_m = T_c = 1.82h.

Tableau III.33 : Récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovesky.

| Période de retour (an) | 1000 | 100 | 50 | 20 | 10 |
|---|-------|-------|-------|-------|-------|
| Fréquence | 0.1% | 1% | 2% | 5% | 10% |
| P _{ct} (mm) | 41.55 | 32.71 | 30.03 | 26.42 | 23.58 |
| α p% | 0.42 | 0.37 | 0.34 | 0.32 | 0.29 |
| Q _{max p%} (m ³ /s) | 22.20 | 14.55 | 11.98 | 9.50 | 7.36 |

➤ **Formule de TURRAZA**

On a:
$$Q_{\max p\%} = \frac{C * I_t * S}{3.6} \tag{III.39}$$

Où :

S : Superficie du bassin versant (Km²).

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée :

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

I_{tc} : Intensité des pluies pendant une durée égale au temps de concentration pour une fréquence donnée (mm/h).

Le tableau suivant nous donne tous les résultats de calcul de toutes les méthodes de calcul.

Tableau III.34 : Récapitulatif des résultats de la formule TURRAZA

| | | | | | |
|-----------------------|-------|-------|------|-------|-------|
| Fréquence (%) | 0.1 | 1 | 2 | 5 | 10 |
| C | 0.54 | 0.49 | 0.46 | 0.43 | 0.4 |
| I_{tc} (mm/h) | 22.83 | 17.97 | 16.5 | 14.52 | 12.96 |
| Q_{max} (m^3/s) | 15.62 | 11.18 | 9.64 | 7.93 | 6.58 |

Les résultats de calcul du débit maximum de la crue pour différentes périodes de retour pour chaque formule sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.35 : Récapitulatif des résultats de calcul

| | $Q_{0.1\%}$ (m^3/s) | $Q_{1\%}$ (m^3/s) | $Q_{2\%}$ (m^3/s) | $Q_{5\%}$ (m^3/s) | $Q_{10\%}$ (m^3/s) |
|-------------------|----------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|
| Mallet - Gauthier | 69.82 | 56.73 | 52.15 | 45.40 | 39.53 |
| Sokolovesky | 22.20 | 14.55 | 11.98 | 9.50 | 7.36 |
| Turraza | 15.62 | 11.18 | 9.64 | 7.93 | 6.58 |

On opte pour les résultats de la formule de SOKOLOVSKI pour un simple raison : elle est d'usage très répandue chez les hydrologues du Nord d'Afrique, car elle tient compte de tous les paramètres caractéristiques du bassin versant, le temps de montée de la crue, ainsi que de la pluie fréquentielle génératrice de celle-ci.

III-7.2. 2. Construction des hydrogrammes des crues (SOKOLOVSKY)

La méthode de Sokolovsky divise l'hydrogramme en deux parties non symétriques, une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de décrue.

□ **Pour le temps de montée:**

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \quad (\text{III.40})$$

$T_m = T_c$: Temps de montée.

□ **Pour la décrue:**

$$Q_d = Q_{\max} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \quad (\text{III.41})$$

Avec: $T_d = \delta T_m$ (Sokolovski)

δ : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant.

Tableau III.36: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ

| Condition | δ |
|---|----------|
| Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables. | 2 à 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 à 4 |
| Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues. | 4 à 7 |

Pour notre bassin $\delta=2,5$.

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour sont donnés dans le tableau annexe III.3. Les hydrogrammes de crue sont illustrés dans la figure suivante.

Résultats de calcul

- Le temps de montée de la crue : 1,82h.
- Le temps de décrue de la crue : 4,55 h.
- Le temps de base : 6,37h.

Tableau III.37 : Hydrogrammes de crues pour différents périodes de retour

| Temps(h) | Période de retour (ans) | | | | |
|----------|-------------------------|-------|--------|--------|--------|
| | 10 | 20 | 50 | 100 | 1000 |
| 0 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 0.2 | 0.089 | 0.115 | 0.145 | 0.176 | 0.268 |
| 0.4 | 0.356 | 0.459 | 0.579 | 0.703 | 1.072 |
| 0.6 | 0.800 | 1.032 | 1.302 | 1.581 | 2.413 |
| 0.8 | 1.422 | 1.836 | 2.315 | 2.811 | 4.289 |
| 1 | 2.222 | 2.868 | 3.617 | 4.393 | 6.702 |
| 1.2 | 3.200 | 4.130 | 5.208 | 6.325 | 9.651 |
| 1.4 | 4.355 | 5.621 | 7.089 | 8.609 | 13.136 |
| 1.6 | 5.688 | 7.342 | 9.259 | 11.245 | 17.157 |
| 1.8 | 7.199 | 9.292 | 11.718 | 14.232 | 21.715 |
| 1.82 | 7.360 | 9.500 | 11.980 | 14.550 | 22.200 |
| 2 | 6.521 | 8.417 | 10.614 | 12.891 | 19.668 |
| 2.2 | 5.666 | 7.313 | 9.222 | 11.200 | 17.089 |
| 2.4 | 4.889 | 6.310 | 7.958 | 9.665 | 14.747 |
| 2.6 | 4.187 | 5.404 | 6.815 | 8.277 | 12.628 |
| 2.8 | 3.555 | 4.589 | 5.787 | 7.028 | 10.723 |
| 3 | 2.990 | 3.860 | 4.868 | 5.912 | 9.020 |
| 3.2 | 2.489 | 3.213 | 4.051 | 4.920 | 7.508 |
| 3.4 | 2.047 | 2.642 | 3.332 | 4.047 | 6.174 |
| 3.6 | 1.661 | 2.144 | 2.703 | 3.283 | 5.009 |
| 3.8 | 1.326 | 1.712 | 2.159 | 2.622 | 4.001 |
| 4 | 1.040 | 1.343 | 1.693 | 2.056 | 3.137 |
| 4.2 | 0.798 | 1.031 | 1.300 | 1.578 | 2.408 |
| 4.4 | 0.597 | 0.771 | 0.972 | 1.181 | 1.802 |
| 4.6 | 0.433 | 0.559 | 0.705 | 0.857 | 1.307 |
| 4.8 | 0.302 | 0.390 | 0.492 | 0.598 | 0.912 |
| 5 | 0.201 | 0.259 | 0.327 | 0.397 | 0.606 |
| 5.2 | 0.125 | 0.162 | 0.204 | 0.247 | 0.377 |
| 5.4 | 0.071 | 0.092 | 0.116 | 0.141 | 0.215 |
| 5.6 | 0.036 | 0.046 | 0.058 | 0.071 | 0.108 |
| 5.8 | 0.014 | 0.019 | 0.024 | 0.029 | 0.044 |
| 6 | 0.004 | 0.005 | 0.006 | 0.008 | 0.012 |
| 6.2 | 0.000 | 0.000 | 0.001 | 0.001 | 0.001 |
| 6.4 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |

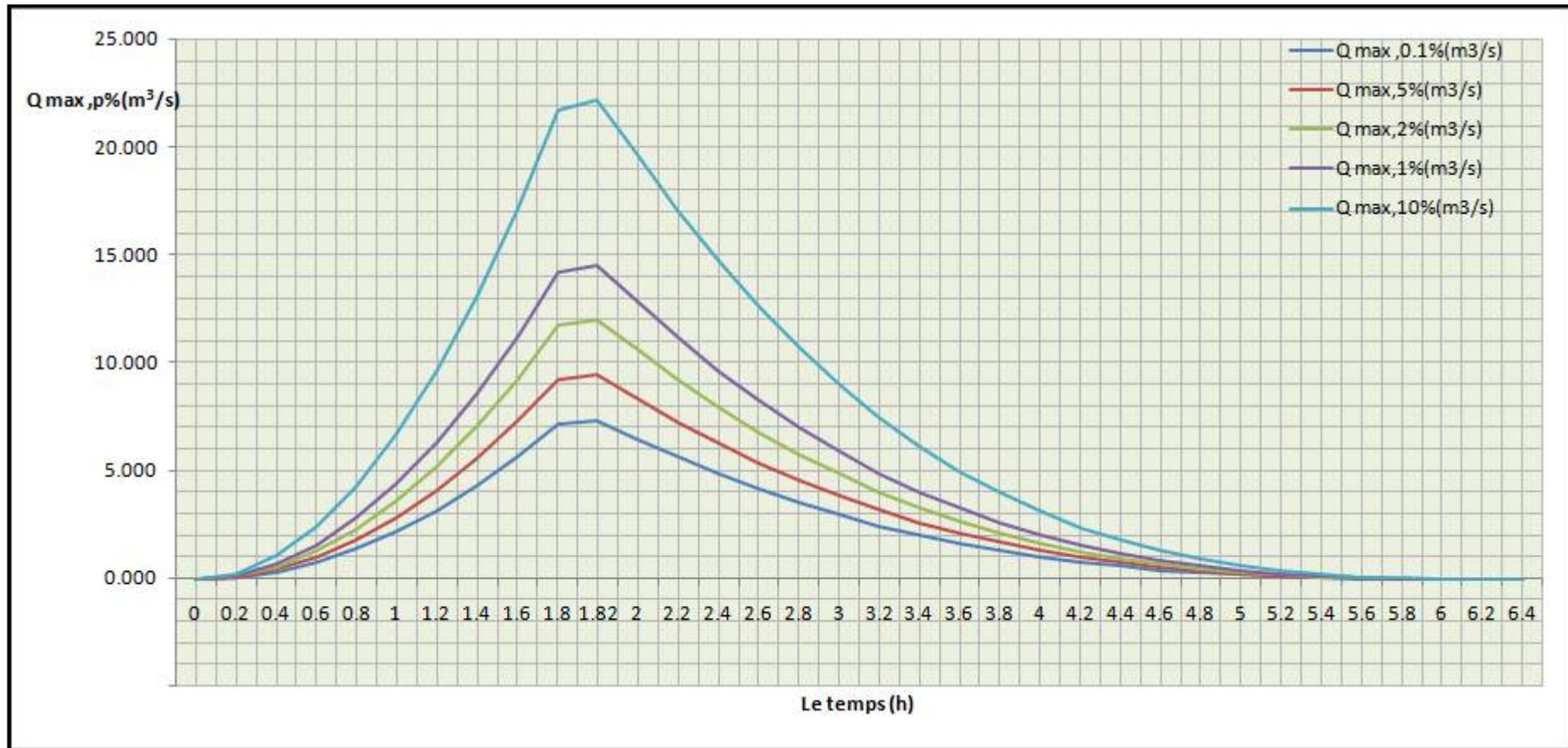


Figure III.19: L'hydrogramme des crues pour différents périodes (Méthode de SOKOLOVSKY)

III-7.2. 3. Construction des hydrogrammes des crues (méthode synthétique)

La méthode synthétique développée par LARRIEU est basée sur la concentration des eaux du bassin versant et le tracé des isochrones. Elle est fondée sur les hypothèses suivantes ;

- Vitesse de transfert des eaux est constante de l'amont à l'aval.
- Formule de Giandotti reste valable pour le calcul de T_c .
- Pluie efficace est calculée à partir d'une réduction des pertes.

Pour l'application de la méthode, il faut tracer les courbes isochrones sur le bassin versant figure III.20.

III-7.2.4. Calcul du débit maximum

Le débit de crues est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max} = \frac{S_{\max} \cdot I_{\text{eff}}}{3,6} \quad (\text{III.42})$$

Où :

S_{\max} : surface maximum débitante (km²).

I_{eff} : intensité efficace (mm/h).

$$I_{\text{eff}} = \frac{P_{\text{eff}}}{t_{\text{eff}}} \quad (\text{III.43})$$

Avec :

P_{eff} : pluie efficace en mm : $P_{\text{eff}} = P_{\text{nette}} - D$

P_{nette} : pluie nette en mm déterminée à partir de l'Excel de l'ANRH.

t_{eff} : temps efficace en heure.

D : déficit d'écoulement $20\% < D < 25\%$ (source l'ANRH d'Alger).

Les isochrones sont tracées sur le bassin versant après avoir calculé la vitesse de transfert des eaux V_t défini comme étant le rapport entre la longueur du cours d'eau principal et le temps de concentration des eaux.

Les surfaces débitantes S_i sont déterminées par logiciel Autocad. Ces surfaces sont déterminées pour chaque pas de temps, comme le montre le tableau III.

Tableau III.38 : Surface débitantes km²

| | | La surface (km ²) | | | | | | S Débitante (km ²) |
|--------------|------|-------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|--------------------------------|
| | | Si | S1 | S2 | S3 | S4 | S5 | |
| Le temps (h) | 0.3 | 0.363 | 0.554 | 0.858 | 0.944 | 0.928 | 0.898 | 0.363 |
| | 0.6 | | 0.917 | 1.412 | 1.802 | 1.472 | 1.825 | 0.917 |
| | 0.9 | | | 1.775 | 2.356 | 2.73 | 2.369 | 1.775 |
| | 1.2 | | | | 2.719 | 3.647 | 3.27 | 2.719 |
| | 1.5 | | | | | 3.647 | 4.54 | 3.647 |
| | 1.82 | | | | | | 4.56 | 4.56 |

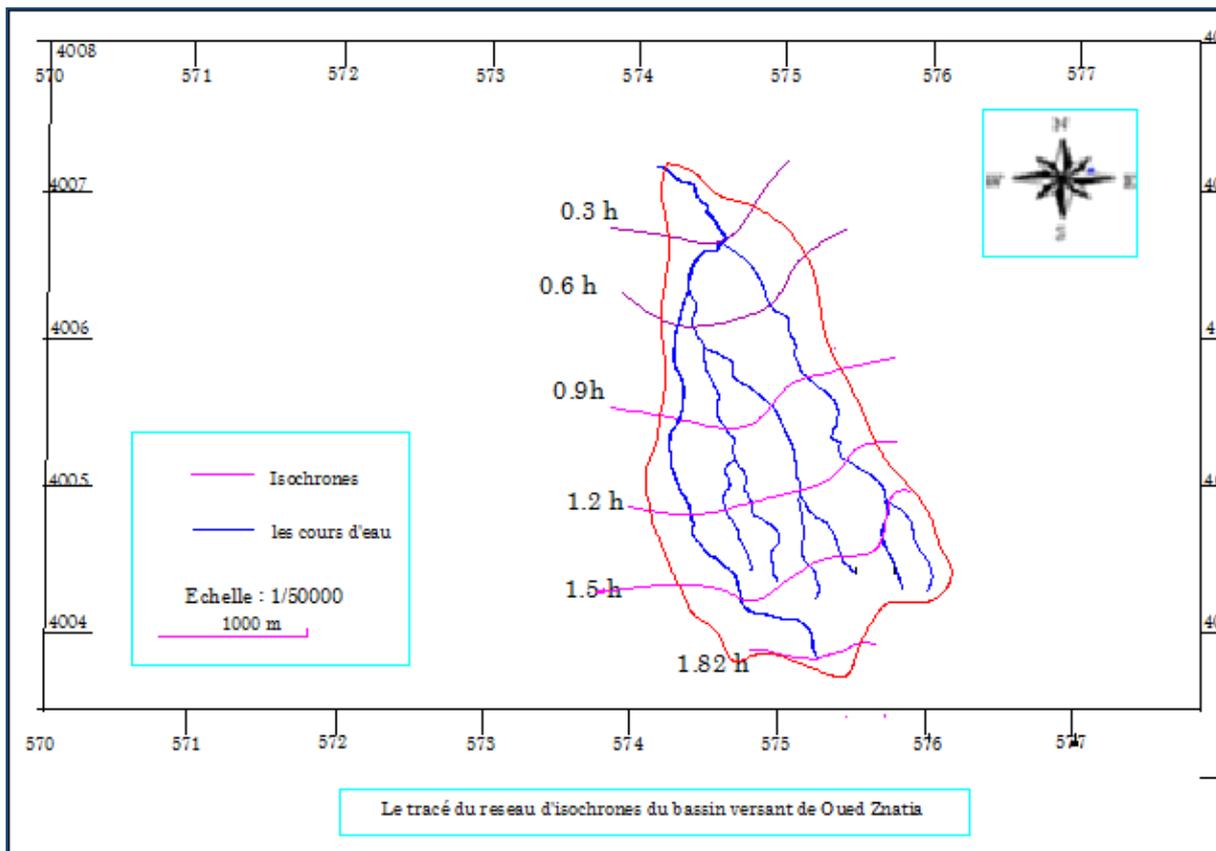


Figure III.20 : Tracé du réseau d'isochrone du bassin versant de l'Oued znataia

III-7.2.5. Calcul des ordonnées de l'hydrogramme synthétique

Les ordonnées de l'hydro gramme synthétique de crue pour la probabilité (P %) sont calculées par la formule :

$$Q_{\max.p\%} = \frac{I_{\text{eff. max}} \sum_{i=1}^n S_i}{3.6} = a \sum_{i=1}^n S_i \quad (\text{III.44})$$

Tableau III.39 : Débits de crue (méthode synthétique)

| Période de retour | 10 | 50 | 100 | 1000 |
|-------------------------------------|--------|--------|-------|--------|
| $Q_{\max,P\%}(\text{m}^3/\text{s})$ | 21.386 | 27.223 | 29.64 | 37.711 |

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux annexes (1à 8), les débits de pointes sont donnés dans le tableau suivant et les hydrogrammes de crue sont illustrés dans la figure III.21.

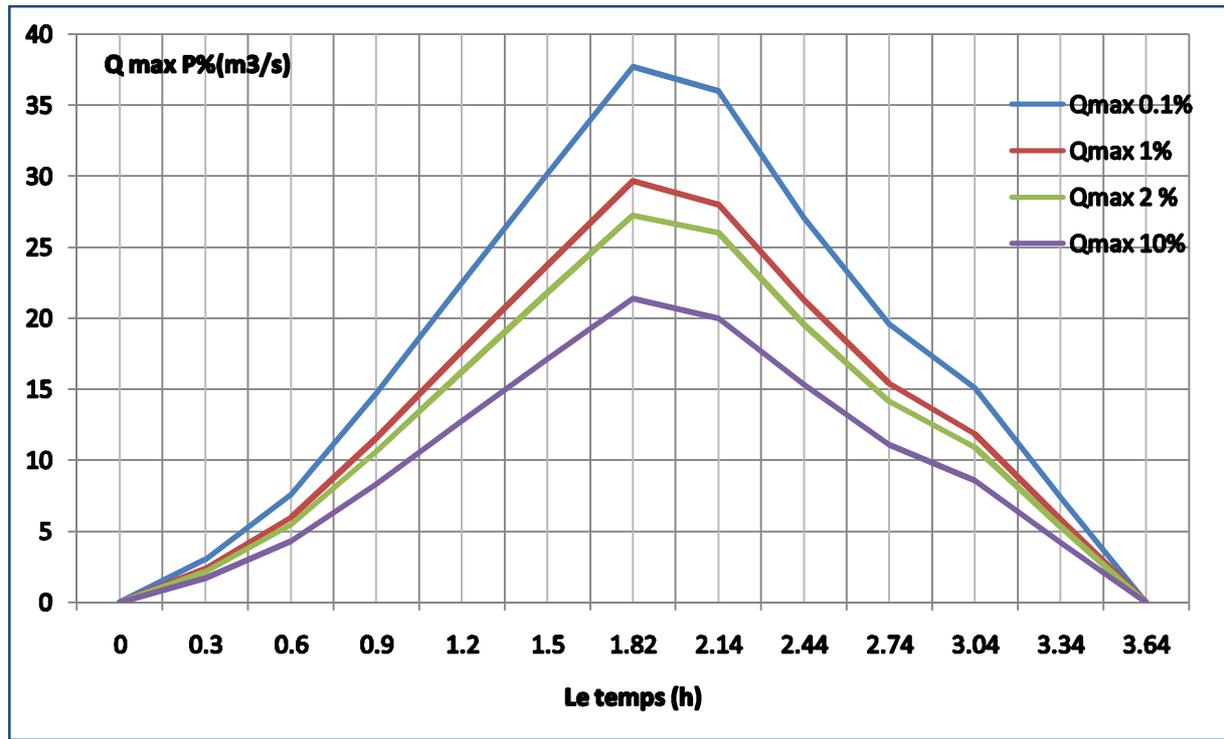


Figure III.21: Hydrogrammes de crue (méthode synthétique)

III-7.3. 2. Choix de la crue de projet

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

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques en cours à l'aval. On se reporte alors, aux recommandations du comité national Australien des grands barrages.

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination de la crue de projet tel que :

- Méthode du GRADEX (gradient exponentiel).
- Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable-débits maximum probable).

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau III.40 : Les catégories des dommages

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

Nous pouvons, aussi déterminé de la crue de projet en tenant compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations, superficie, perméabilité...).

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

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r.$$

I_a : Représente le produit des indices mineurs (intensité des crues et difficultés topographiques).

I_d: Représente la somme des indices (des difficultés géologiques et géotechniques).

Ir : Représente les risques.

- 1- Lorsque **Ig = 1**, cela veut que le risque est faible. Alors, on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.
- 2- Lorsque **Ig =2** cela veut dire que le risqué est moyen. Alors, on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale.
- 3- Le risqué est élevé et dans ce cas la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Tableau III-41: Choix de la crue de projet

| Le risque | Risque faible | Risque moyen (modère) | Risque important |
|--------------------------|------------------------------------|---|-------------------|
| Hydrologie | Bonne connaissance | Connaissance moyennes | Incertitude |
| Géologie et géotechnique | Peu ou pas de difficulté | Quelques difficultés | Difficiles |
| Risque ou non de rupture | Faible | Moyen | Important |
| La crue de projet | $Q_{\max(1\%)n} + \text{revanche}$ | $Q_{\max(1\%)} + \text{revanche}$ majorée avec vérification pour $Q_{\max(0,1\%)}$ et $Q_{\max(0,2\%)}$ | $Q_{\max(0.1\%)}$ |

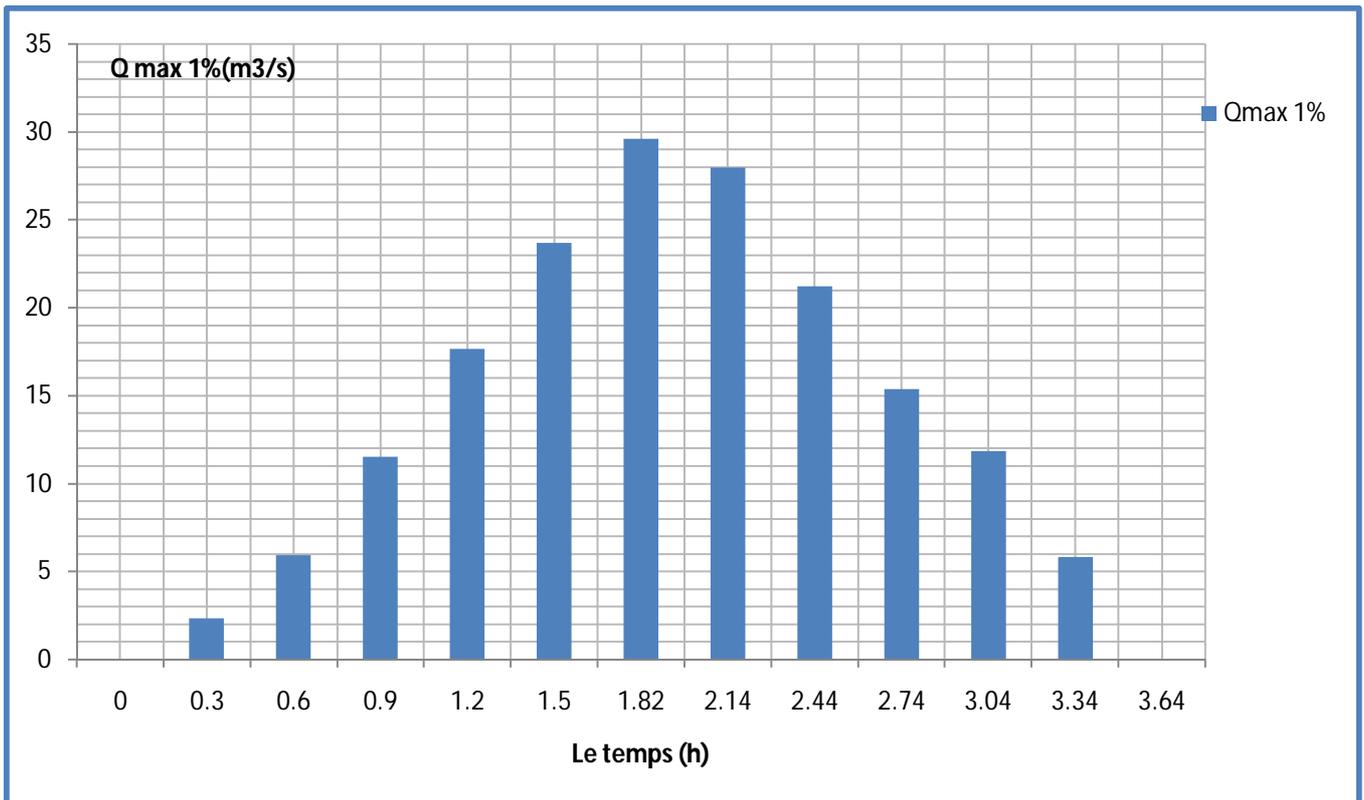


Figure III.22 : Hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour de 100 ans

Pour notre cas, nous pouvons considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé, par conséquent on accepte un risque moyen ($I_g = 2$) et on opte pour la crue centennale.

$$Q_{1\%} = 29.64 \text{ m}^3/\text{s}.$$

III -7. 3.3 .Choix de la crue de chantier

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

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

Donc, en prenant en compte toutes ces exigences, le choix de la crue (20 ans) serait le plus adapté pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.

$$Q_{5\%} = 23.94 \text{ m}^3/\text{s}$$

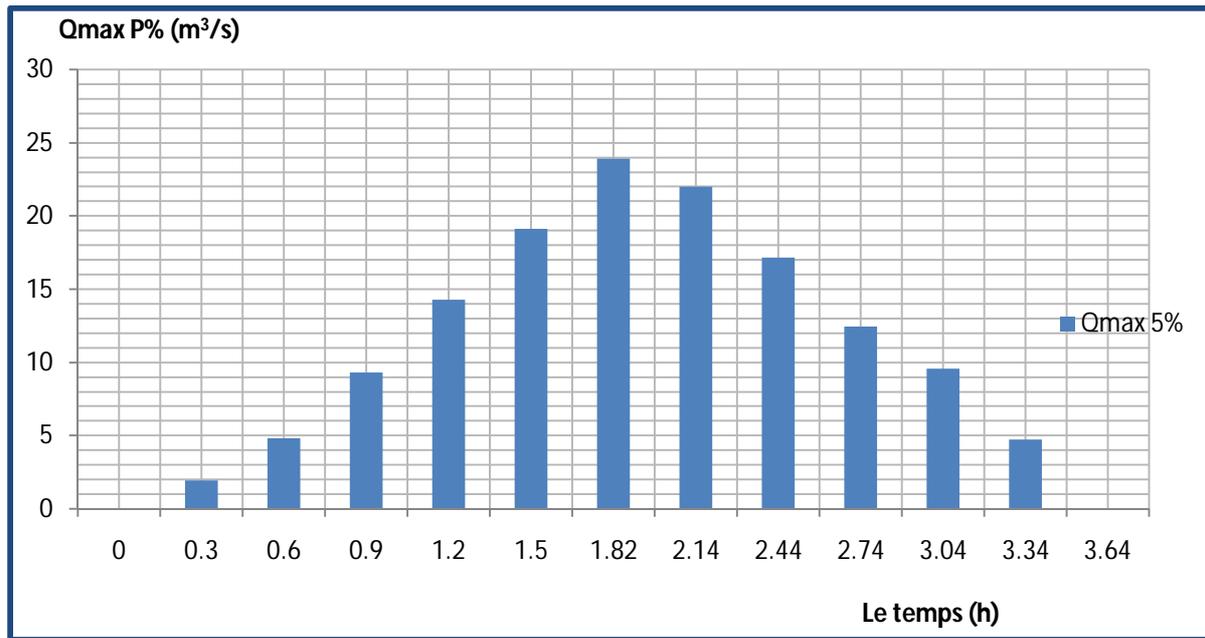


Figure III.23 : Hydrogramme de la crue du chantier pour une période de retour de 20 ans

III-8. Régularisation des débits

L'étude de régularisation a pour objectif de déterminer le volume de la réserve utile ainsi que le niveau correspondant. Différents types de régularisation sont utilisés :

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

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- ✓ L'apport ($A_{80\%}$ en $M m^3$).
- ✓ La consommation totale ($M m^3$).
- ✓ Les infiltrations et l'évaporation.
- ✓ Les courbes caractéristiques de la retenue.

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

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

III-8.1. Les courbes caractéristiques (capacité -hauteur, surface- hauteur)

C'est un paramètre très important dans l'étude d'un barrage car elle permet par simple lecture de la courbe de connaître non seulement la valeur du volume d'eau en fonction de l'altitude, mais aussi celle de la surface inondée.

Nous allons tracer la courbe des surfaces submergées $S=f(H)$ et la courbe des volumes d'eau dans la cuvette $V=f(H)$. Les surfaces et les hauteurs sont déterminées à l'aide de la carte topographique qui représente la vue en plan du dite et de la cuvette.

Les volumes sont calculés à partir de la formule suivante :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \tag{III.45}$$

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 les deux courbes de niveau successives (m).

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

Note : $\Delta V_1 = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H$ et $V_n = \Delta V_n + V_{n-1}$

Le tableau suivant montre les résultats de calcul des caractéristiques topographiques de la retenue :

Le Tableau donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

Tableau III.42: Caractéristiques topographiques de la retenue

| Hauteur [m] | Cotes [m NGA] | S [m ²] | V [Mm3] |
|-------------|---------------|---------------------|----------|
| 0 | 757.6 | 0 | 0 |
| 0.4 | 758 | 802.5 | 0.000214 |
| 1.4 | 759 | 2115.5 | 0.001673 |
| 2.4 | 760 | 4618.5 | 0.005011 |
| 3.4 | 761 | 6487.5 | 0.010593 |
| 4.4 | 762 | 12216.5 | 0.019945 |
| 5.4 | 763 | 17521.5 | 0.034814 |
| 6.4 | 764 | 24370.5 | 0.05576 |
| 7.4 | 765 | 29165.5 | 0.082528 |
| 8.4 | 766 | 37384.3 | 0.115803 |
| 9.4 | 766.6 | 39588.8 | 0.138895 |

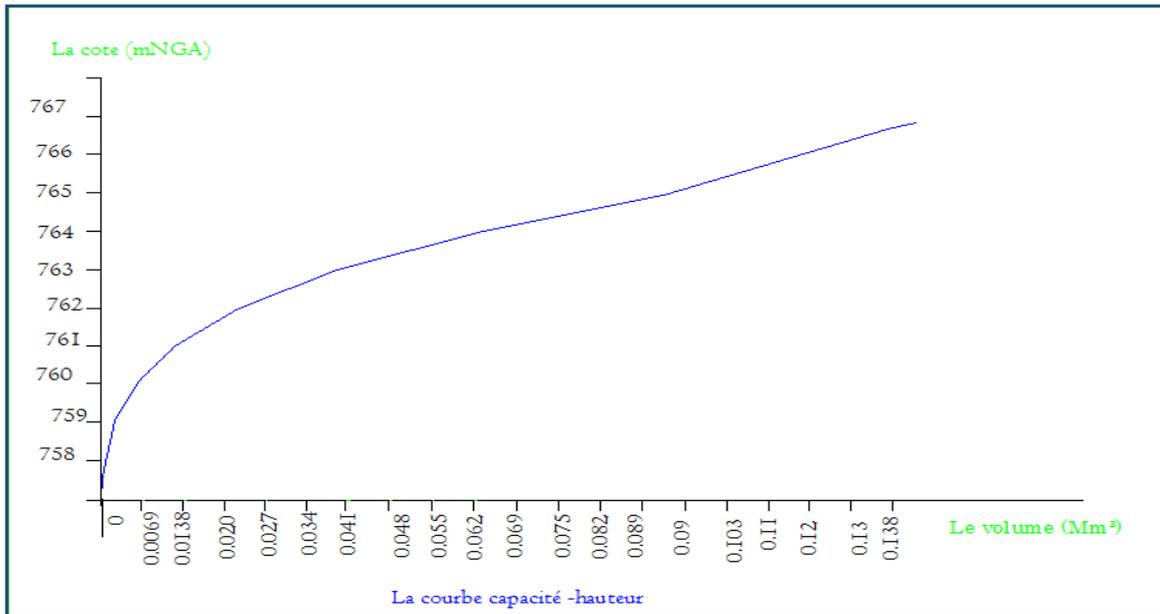


Figure III.24 : La courbe capacité hauteur

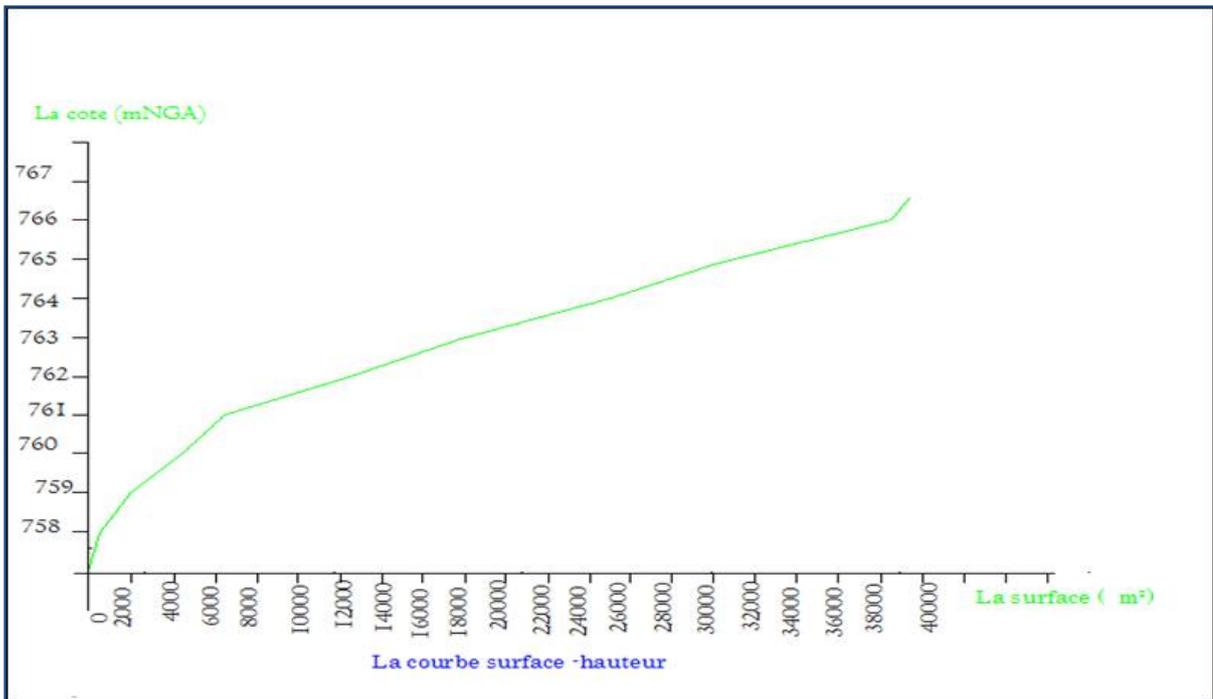


Figure III.25 : La courbe surface hauteur

III-8.2.La régularisation

III.8.2.1.La répartition des apports et les besoins en eau

✓ Répartition mensuelle de l'apport 80%

Tableau III.43 : La répartition mensuelle de l'apport 80%

| Mois | Apport 80%(Mm3) | Apport80%(%) |
|----------------|-----------------|--------------|
| Septembre | 0.0027 | 5.09 |
| Octobre | 0.0045 | 8.49 |
| Novembre | 0.0047 | 8.86 |
| Décembre | 0.0089 | 16.79 |
| Janvier | 0.0082 | 15.47 |
| Février | 0.0051 | 9.62 |
| Mars | 0.0056 | 10.5 |
| Avril | 0.0062 | 11.69 |
| Mai | 0.0042 | 7.92 |
| Juin | 0.0017 | 3.20 |
| Juillet | 0.0002 | 0.37 |
| Aout | 0.0002 | 0.37 |
| Total annuelle | 0.053 | 100 |

✓ Répartition mensuelle des besoins en eau destinés à l'irrigation

Les valeurs des besoins en eau destinée à l'irrigation pour des cultures maraîchères sous forme de normes d'irrigation ont été ramenées de l'INA (Institut National d'Agronomie)

La norme d'irrigation prise en compte et recommandée par les Services Agricoles est de 5 000 m³ / ha / an.

Tableau III.44 : La répartition mensuelle de besoins en eau

| mois | Sep | Oct | Nov | De c | Ja n | Fe v | M ar | Avr | Mai | Juin | Juil | Aout | Tota l |
|-------------------------------------|--------|--------|-----|---------|---------|---------|---------|--------|--------|-------|-------|-------|-----------|
| Besoin en volume (Mm ³) | 0.0013 | 0.0011 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0068 | 0.0058 | 0.006 | 0.012 | 0.019 | 0.052 |

La surface irrigable est : $S=52000/5000=10.4$ ha

III-8.2.2. Calcul du volume utile

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

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

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

- ✓ Détermination de la période à bonne hydraulité.
- ✓ Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- ✓ Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".
- ✓ Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.
- ✓ Les calculs se font comme suit : $V_{rf} = V_{ri} + (W-U)$.

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

1-Détermination de la période à bonne hydraulité :

Pour déterminer la période à bonne hydraulité on calcule la différence entre les apports mensuels et la consommation mensuelle ; la période à bonne hydraulité commence à partir du mois ou on a la plus grande série des (+), comme le montre le tableau suivant :

Tableau III.45: Détermination de la période à bonne hydraulité.

| Mois | W (Mm3) | U(Mm3) | W-U (Mm3) |
|-----------|---------|--------|-----------|
| Septembre | 0.0027 | 0.0013 | 0.0014 |
| Octobre | 0.0045 | 0.0011 | 0.0034 |
| Novembre | 0.0047 | 0 | 0.0047 |
| Décembre | 0.0089 | 0 | 0.0089 |
| Janvier | 0.0082 | 0 | 0.0082 |
| Février | 0.0051 | 0 | 0.0051 |
| Mars | 0.0056 | 0 | 0.0056 |
| Avril | 0.0062 | 0.0068 | -0.0006 |
| Mai | 0.0042 | 0.0058 | -0.0016 |
| Juin | 0.0017 | 0.006 | -0.0043 |
| Juillet | 0.0002 | 0.012 | -0.0118 |
| Aout | 0.0002 | 0.019 | -0.0188 |

La période à bonne hydraulité commence à partir de mois de Septembre jusqu'au mois d'Avril.

III-8.2.2.1. Régularisation saisonnière sans tenir compte les pertes

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

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

✓ 1^{ère} Consigne d'exploitation :

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

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

✓ 2^{ème} Consigne d'exploitation :

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface. Remplir et ensuite restituer au consommateur.

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

Tableau III.46 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³)

| Mois | A _{80%} (Mm ³) | U _{80%} (Mm ³) | A-U (Mm ³) | 1ère Consigne | | | 2ème Consigne | | |
|-----------|--|--|---------------------------|------------------------------------|------------------------------------|-------------------------|------------------------------------|---------------------------------|----------------------|
| | | | | V _{rf} (Mm ³) | V _{ri} (Mm ³) | S (Mm ³) | V _{rf} (Mm ³) | V _{ri} Mm ³ | S Mm ³ |
| Septembre | 0.0027 | 0.0013 | 0.0014 | | 0.035 | | | 0.035 | |
| | | | | 0.0364 | 0.0364 | | 0.0348 | 0.035 | 0.0002 |
| Octobre | 0.0045 | 0.0011 | 0.0034 | | 0.0398 | | | 0.0362 | 0.0362 |
| | | | | 0.0398 | 0.0398 | | 0.0362 | 0.0362 | |
| Novembre | 0.0047 | 0 | 0.0047 | | 0.0445 | | | 0.0396 | 0.0396 |
| | | | | 0.0445 | 0.0445 | | 0.0396 | 0.0396 | |
| Décembre | 0.0089 | 0 | 0.0089 | | 0.0534 | | | 0.0443 | 0.0443 |
| | | | | 0.0534 | 0.0534 | | 0.0443 | 0.0443 | |
| Janvier | 0.0082 | 0 | 0.0082 | | 0.0616 | | | 0.0532 | 0.0532 |
| | | | | 0.0616 | 0.0616 | | 0.0532 | 0.0532 | |
| Fevrier | 0.0051 | 0 | 0.0051 | | 0.0667 | | | 0.0614 | 0.0614 |
| | | | | 0.0667 | 0.0667 | | 0.0614 | 0.0614 | |
| Mars | 0.0056 | 0 | 0.0056 | | 0.0723 | 0.0002 | | 0.0665 | 0.0665 |
| | | | | 0.0723 | 0.0721 | 0.0002 | 0.0665 | 0.0665 | |
| Avril | 0.0062 | 0.0068 | -0.0006 | | 0.0715 | | | 0.0721 | 0.0721 |
| | | | | 0.0715 | 0.0715 | | 0.0721 | 0.0721 | |
| Mai | 0.0042 | 0.0058 | -0.0016 | | 0.0699 | | | 0.0715 | 0.0715 |
| | | | | 0.0699 | 0.0699 | | 0.0715 | 0.0715 | |
| Juin | 0.0017 | 0.006 | -0.0043 | | 0.0656 | | | 0.0699 | 0.0699 |
| | | | | 0.0656 | 0.0656 | | 0.0699 | 0.0699 | |
| Juillet | 0.0002 | 0.012 | -0.0118 | | 0.0538 | | | 0.0656 | 0.0656 |
| | | | | 0.0538 | 0.0538 | | 0.0656 | 0.0656 | |
| Août | 0.0002 | 0.019 | -0.0188 | | 0.0035 | | | 0.0538 | 0.0538 |
| | | | | 0.0035 | 0.0035 | | 0.0538 | 0.0538 | |
| Total | 0.053 | | | | | 0.0002 | 0.035 | 0.035 | 0.0002 |

Du tableau (III.46) on a:

$$V_s = 0.0375 \text{ Mm}^3 \quad \text{ET} \quad V_d = 0.0371 \text{ Mm}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'ou : } V_u = V_d \quad V_u = 0.0371 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m$$

$$V_{\text{NNR}} = 0.0721 \text{ Mm}^3$$

Le niveau normal de la retenue est : NNR = 764.4 mNGA

III-8. 2.2.1. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

1-Pertes par évaporation.

2-Pertes par infiltration.

1-Pertes par évaporation :

$$\text{On a:} \quad V_{\text{ep}} = E_s \cdot S_{\text{moy}} \quad (\text{III.46})$$

V_{ep} : volume perdu à cause de l'évaporation.

E_s : Evaporation mensuelle (m).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen (V_{moy}).

$$\left[V_{\text{moy}} = \frac{V_{\text{rf},i} + V_{\text{rf},i+1}}{2} \right]$$

V_{moy} : volume moyen

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

2-Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100} \quad (\text{III.47})$$

V_{inf} : volume perdu à cause de l'infiltration.

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette

$$\left[V_{\text{moy}} = \frac{V_{\text{rf},i} + V_{\text{rf},i+1}}{2} \right]$$

V_{moy} : volume moyen

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

Tableau III.47 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques

| Nature | Hauteur d'infiltration pendant une année (cm) | δ | |
|---------------------------|---|----------|------------|
| | | Année | Mois |
| Sol a faible perméabilité | 0 à 50 | 5 à 10 | 0,5 à 1,0 |
| Sol à perméable moyenne | 50 à 100 | 10 à 20 | 1 à 1,5 |
| Sol a forte perméabilité | >100 à 200 | >20 à 40 | >1,5 à 3,0 |

O n prend : $\delta = 1.1$

En utilisant la courbe topographique (capacité –surface), on déterminera les surfaces correspondantes au volume moyen entre deux mois successives (figure III.)

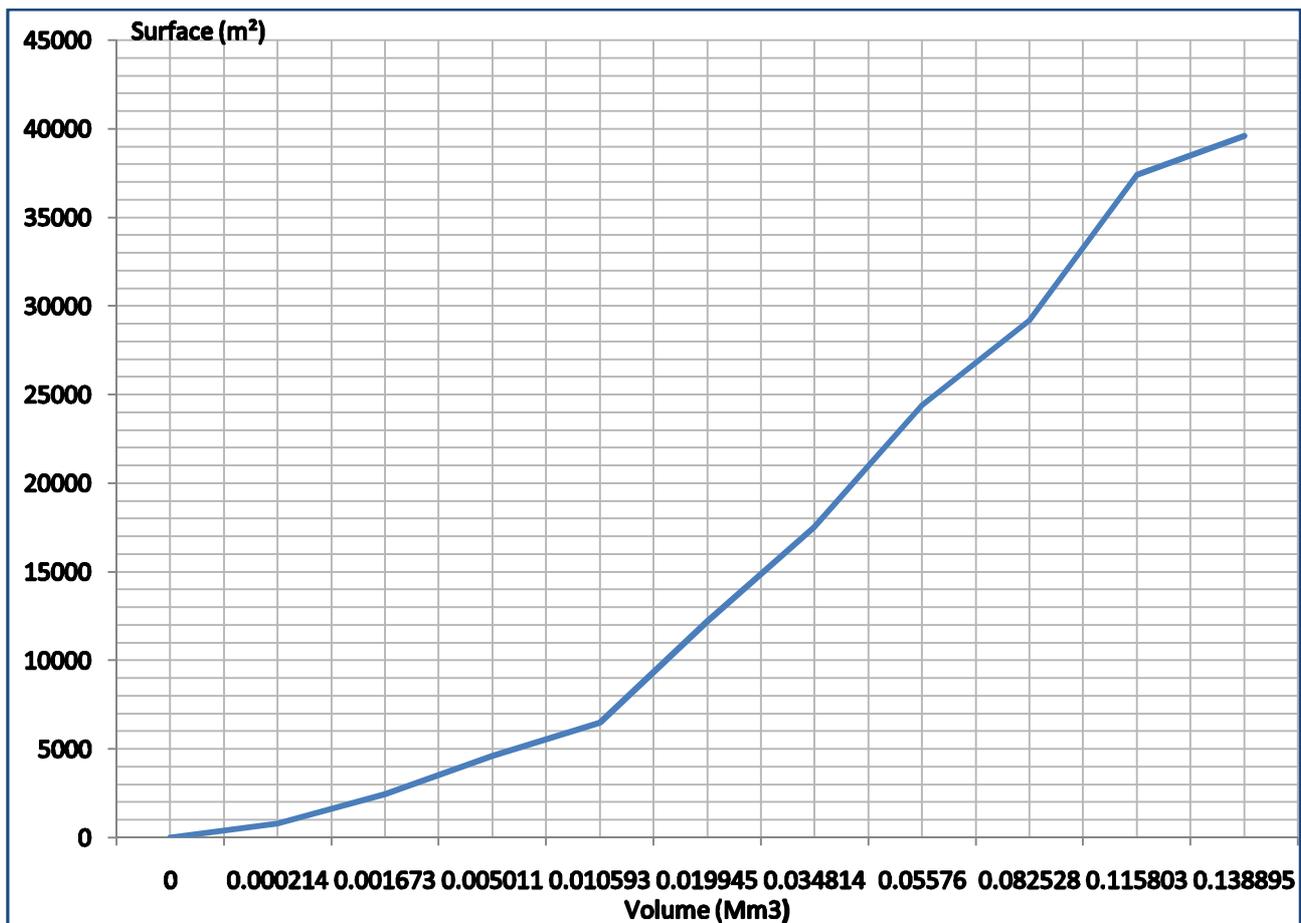


Figure III.26 : La courbe topographique (capacité –surface)

Tableau III.48 : Volumes des pertes dans la retenue

| Mois | $v_{\text{moy}} (\text{Mm}^3)$ | $S_{\text{moy}} (\text{m}^2)$ | Es(m) | $V_{\text{inf}} (\text{Mm}^3)$ | $V_{\text{evapo}} (\text{Mm}^3)$ | pertes (Mm^3) |
|---------|--------------------------------|-------------------------------|--------|--------------------------------|----------------------------------|-----------------------------|
| Sep | 0.0357 | 18900 | 0.144 | 0.0001 | 0.0009 | 0.0010 |
| Oct | 0.0381 | 19500 | 0.047 | 0.0004191 | 0.0006809 | 0.0011 |
| Nov | 0.04215 | 21000 | 0.0448 | 0.00046365 | 0.00074 | 0.0012 |
| Dec | 0.04895 | 24000 | 0.0294 | 0.00053845 | 0.0006615 | 0.0012 |
| Jan | 0.0575 | 25000 | 0.0308 | 0.0006325 | 0.000663 | 0.0013 |
| Fev | 0.06415 | 25500 | 0.0448 | 0.00070565 | 0.00079 | 0.0015 |
| Mars | 0.0695 | 26900 | 0.0784 | 0.0007645 | 0.00109 | 0.0016 |
| Avril | 0.0719 | 28000 | 0.119 | 0.0007909 | 0.00121 | 0.0020 |
| Mai | 0.0707 | 27800 | 0.168 | 0.0007777 | 0.001722 | 0.0025 |
| Juin | 0.06775 | 26000 | 0.207 | 0.00074525 | 0.00245 | 0.0032 |
| Juillet | 0.0597 | 25900 | 0.23 | 0.0006567 | 0.0040 | 0.0047 |
| Aout | 0.0444 | 22500 | 0.213 | 0.0004884 | 0.0053 | 0.0058 |

Tableau III.49 : Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm³)

| Mois | A80% (Mm ³) | U80% (Mm ³) | Pertes (Mm ³) | A- (U+P) (Mm ³) | 1ère Consigne d'exploitation | | | 2ème Consigne d'exploitation | | |
|---------|----------------------------|----------------------------|------------------------------|-----------------------------------|------------------------------|---------------------------|-------------------------|------------------------------|---------------------------|-------------------------|
| | | | | | Vri (Mm ³) | Vrf (Mm ³) | S (Mm ³) | Vri (Mm ³) | Vrf (Mm ³) | S (Mm ³) |
| sep | 0.0027 | 0.0006 | 0.0001 | 0.002 | | 0.035 | | | 0.035 | |
| | | | | | 0.037 | 0.037 | | 0.0348 | 0.035 | 0.0002 |
| oct | 0.0045 | 0.0013 | 0.0011 | 0.004 | | | | | | |
| | | | | | 0.041 | 0.041 | | 0.0368 | 0.0368 | |
| nov | 0.0047 | 0 | 0.0012 | 0.0046 | | | | | | |
| | | | | | 0.0456 | 0.0456 | | 0.0408 | 0.0408 | |
| dec | 0.0089 | 0 | 0.0012 | 0.0087 | | | | | | |
| | | | | | 0.0543 | 0.0543 | | 0.0454 | 0.0454 | |
| jan | 0.0082 | 0 | 0.0013 | 0.0079 | | | | | | |
| | | | | | 0.0622 | 0.0622 | | 0.0541 | 0.0541 | |
| fev | 0.0051 | 0 | 0.0015 | 0.005 | | | | | | |
| | | | | | 0.0672 | 0.0672 | | 0.062 | 0.062 | |
| mars | 0.0056 | 0 | 0.0016 | 0.0054 | | | | | | |
| | | | | | 0.0726 | 0.0724 | 0.0002 | 0.067 | 0.067 | |
| avril | 0.0062 | 0.0068 | 0.002 | -0.0021 | | | | | | |
| | | | | | 0.0705 | 0.0705 | | 0.0724 | 0.0724 | |
| mai | 0.0042 | 0.0058 | 0.0025 | -0.0027 | | | | | | |
| | | | | | 0.0678 | 0.0678 | | 0.0703 | 0.0703 | |
| juin | 0.0017 | 0.006 | 0.0032 | -0.0033 | | | | | | |
| | | | | | 0.0645 | 0.0645 | | 0.0676 | 0.0676 | |
| juillet | 0.0002 | 0.012 | 0.0047 | -0.0093 | | | | | | |
| | | | | | 0.0552 | 0.0552 | | 0.0643 | 0.0643 | |
| aout | 0.0002 | 0.019 | 0.0058 | -0.02 | | | | | | |
| | | | | | 0.0352 | | | 0.055 | 0.055 | |
| totale | 0.0053 | | | | | 0.035 | 0.0002 | 0.035 | 0.035 | 0.0002 |

À partir du tableau (III.48) on à:

$$V_s = 0.0376 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 0.0374 \text{ Mm}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \text{ D'ou : } V_u' = V_d \quad V_u' = 0.0374 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V'_{\text{NNR}} = V_u' + V_m \quad V'_{\text{NNR}} = 0.0724 \text{ Mm}^3$$

✓ **Estimation**

$$V'_{\text{NNR}} = 0.0724 \text{ Mm}^3$$

Les volumes des pertes sont considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante :

$$\zeta = (V_u' - V_u) / V_u * 100 < 1 \text{ à } 2\%$$

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

V_u' : volume utile en tenant compte des pertes.

Alors :

$$\zeta = (V_u' - V_u) / V_u * 100 = (0.0374 - 0.0371) / 0.0371$$

$$\zeta = 0.808 \% < 1\%$$

« **La condition est vérifiée** »

Conclusion

Le niveau normal de retenue est correspond à : 764.4 m NGA

III-9.Laminage des crues

L'atténuation du débit de pointe de l'hydrogramme de crue par moyens naturels ou artificiels s'appelle laminage de crue, vidange quelconque, un certain volume de crue servira à remplir le réservoir jusqu'à la cote de déversement. Ensuite le débit sortant suivra la courbe caractéristique des vannes du fond et l'hydrogramme de sortie présentera une pointe plus faible et décalée dans le temps par rapport à l'hydrogramme d'entrée.

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

$$Q.dt = q.dt + S.dh \quad (\text{III.48})$$

Avec :

Q: le débit entrant de la crue.

q: le débit déversé par l'évacuateur de crue.

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

Le débit cumulé à l'instant t est:
Où :

$$Q - q = S \cdot \left(\frac{dh}{dt} \right) \quad (\text{III.49})$$

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

Il existe plusieurs procédés de calcul du laminage :

- Méthode de Hildenblat
- Méthode de Blakmore .
- Méthode Kotcherine.
- Méthode step by step.
- Méthode graphique.

Pour notre étude, nous retenons la méthode de Kotcherine et la méthode de Hildenblat.

III-9.1.Méthode de KOTCHERINE

La méthode de Kotcherine est un procédé grapho - analytique qui base sur les principes suivants :

- L'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze.
- Les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
- Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normal de la retenue (NNR).
- Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

Pour notre cas : l'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle

Ces hypothèses simplifient énormément nos calculs de laminage sans réduire la précision.

Le procédé de calcul est le suivant :

➤ Calcul de débit d'évacuation :

Supposant que l'hydrogramme est de forme triangulaire le débit laminé est donné par la formule suivante :

$$q_{\text{laminé}} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{\text{ch}}}{V_{\text{cr}}} \right) \quad (\text{III.50})$$

$q_{\%}$:débit maximum de crue considérée en m^3/s .

V_{ch} :volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur .

V_{cr} :volume de la crue correspondant au $Q_{\%}$ en m^3 .

T : temps de base.

$$V_{cr} = \frac{1}{2} Q_{\%} T \quad (III.51)$$

Comme la crue de projet est évacuée à partir d'un déversoir rectangulaire de dimension b et H_0 , le débit laminé est donné en fonction de la charge déversé H_0 par la formule suivante :

$$q = mb \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}} \quad (III.52)$$

m: coefficient de débit dépend de la forme de déversoir $m=0,49$.

b: largeur du déversoir (en m).

H_0 : charge globale d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau.

Le débit est calculé en variant la largeur b de 2 à 20 m et la charge de 0,2 à 2 m.

➤ **Le calcul de la charge déversant**

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \quad III.53)$$

Où :

H_0 :charge d'eau sur le déversoir.

On prend : $\alpha=1$ et V_0 :vitesse d'écoulement dans le canal d'approche déterminée d'après la formule :

$$V_0 = \frac{Q}{S} \text{ Avec: } S = b \cdot (H+p) \quad (III.54)$$

P : la hauteur de pelle. (on prend $p=1$ m)

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après le traçage du graphe $q_{lam} = f(h)$.

Les Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE ainsi que les résultats de calcul de laminage de la crue de projet sont donnés dans les tableaux suivant et la figure III

On a comme des donnés :

- Le volume de la crue : $V_c = 339852.24 m^3$.
- Le débit de la crue : $Q_{1\%} = 29.64 m^3/s$.

Tableau III.50 : Résultats des calculs avec les formules précédentes

| b | H₀ | H | Débit (m³/s) | surface | Vitesse (m/s) | V_{forcé} |
|----------|----------------------|----------|--|-------------------|--------------------------------|--------------------------|
| (m) | (m) | (m) | | (m ²) | | (Mm ³) |
| 2 | 0.2013 | 0.2 | 0.39 | 2.4 | 0.163 | 0.0089 |
| 4 | 0.4079 | 0.4 | 2.2 | 5.6 | 0.393 | 0.0171 |
| 6 | 0.6202 | 0.6 | 6.05 | 9.6 | 0.630 | 0.0173 |
| 8 | 0.8379 | 0.8 | 12.42 | 14.4 | 0.863 | 0.0186 |
| 10 | 1.0600 | 1 | 21.7 | 20 | 1.085 | 0.0306 |
| 12 | 1.2857 | 1.2 | 34.23 | 26.4 | 1.297 | 0.0311 |
| 14 | 1.5143 | 1.4 | 50.32 | 33.6 | 1.498 | 0.0426 |
| 16 | 1.7454 | 1.6 | 70.27 | 41.6 | 1.689 | 0.0466 |
| 18 | 1.9785 | 1.8 | 94.33 | 50.4 | 1.872 | 0.0516 |
| 20 | 2.2133 | 2 | 122.75 | 60 | 2.046 | 0.0576 |

Tableau III.51: Calcul de débit déversant pour différents h_{di} et b_i

| | | | | | $q_{max,1\%} = m*b*(H_d^{3/2})*\sqrt{2*g}$ | | | | | | | | | |
|--------------|------------------------------|---------------------------------|-----------------------------|--------------------------------------|---|-------|-------|------|-------|------|------|--------|-------|-------|
| | | | | | Les valeurs de la largeur de déversoir b en (m) | | | | | | | | | |
| H_d (m) | La cote PHE (m NGA) | V_{phe} (Mm ³) | V_f (Mm ³) | $q_{max,1\%}$ (m ³ /s) | b=2 | b=4 | b=6 | b=8 | b=10 | b=12 | b=14 | b=16 | b=18 | b=20 |
| 0.2 | 764.6 | 0.0810 | 0.0086 | 28.890 | 0.388 | 0.777 | 1.165 | 1.55 | 1.941 | 2.33 | 2.72 | 3.1061 | 3.494 | 3.883 |
| 0.4 | 764.8 | 0.0895 | 0.0171 | 28.149 | 1.098 | 2.196 | 3.294 | 4.39 | 5.491 | 6.59 | 7.69 | 8.7853 | 9.883 | 10.98 |
| 0.6 | 765 | 0.0897 | 0.0173 | 28.131 | 2.017 | 4.035 | 6.052 | 8.07 | 10.09 | 12.1 | 14.1 | 16.14 | 18.16 | 20.17 |
| 0.8 | 765.2 | 0.0910 | 0.0186 | 28.018 | 3.106 | 6.212 | 9.318 | 12.4 | 15.53 | 18.6 | 21.7 | 24.849 | 27.95 | 31.06 |
| 1 | 765.4 | 0.1030 | 0.0306 | 26.971 | 4.341 | 8.682 | 13.02 | 17.4 | 21.7 | 26 | 30.4 | 34.727 | 39.07 | 43.41 |
| 1.2 | 765.6 | 0.1035 | 0.0311 | 26.928 | 5.706 | 11.41 | 17.12 | 22.8 | 28.53 | 34.2 | 39.9 | 45.65 | 51.36 | 57.06 |
| 1.4 | 765.8 | 0.1150 | 0.0426 | 25.925 | 7.191 | 14.38 | 21.57 | 28.8 | 35.95 | 43.1 | 50.3 | 57.525 | 64.72 | 71.91 |
| 1.6 | 766 | 0.1190 | 0.0466 | 25.576 | 8.785 | 17.57 | 26.36 | 35.1 | 43.93 | 52.7 | 61.5 | 70.282 | 79.07 | 87.85 |
| 1.8 | 766.2 | 0.1240 | 0.0516 | 25.140 | 10.48 | 20.97 | 31.45 | 41.9 | 52.41 | 62.9 | 73.4 | 83.864 | 94.35 | 104.8 |
| 2 | 766.4 | 0.1300 | 0.0576 | 24.616 | 12.28 | 24.56 | 36.83 | 49.1 | 61.39 | 73.7 | 85.9 | 98.222 | 110.5 | 122.8 |

Chapitre III : Etude hydrologique

- A travers le tableau précédent, on réalise des courbes croissantes représentées dans la figure (III.24). La courbe $q = f(H)$ qui nous permet de définir la largeur du déversoir optimale ainsi que le débit correspondant. Ensuite on réalise les courbes $V = f(Q, q)$ représenté dans la figure (III.25), illustrant la variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir qui nous permet de faire par la suite de choisir la largeur du déversoir économique.

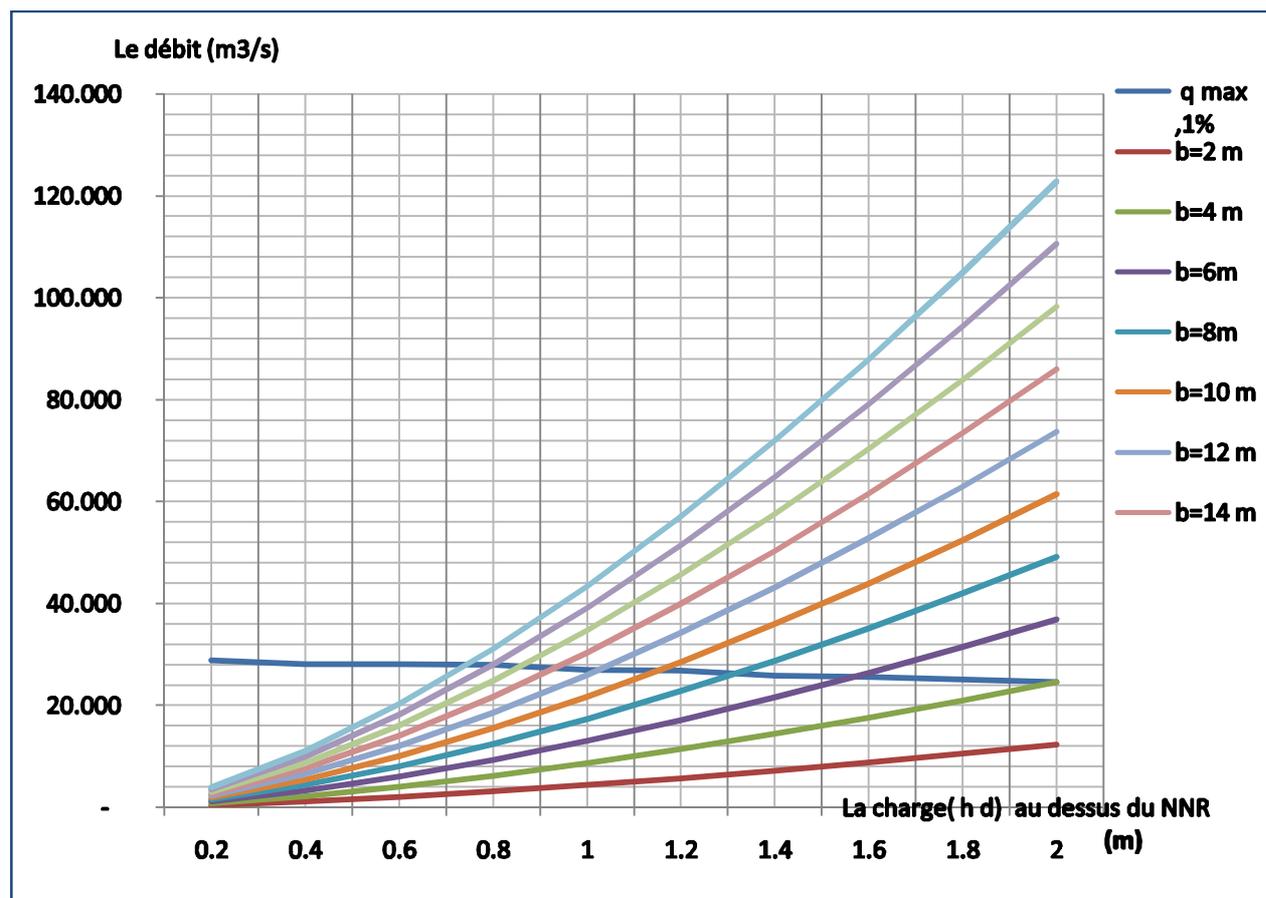


Figure III.27: Laminage des crues pour différents h_d

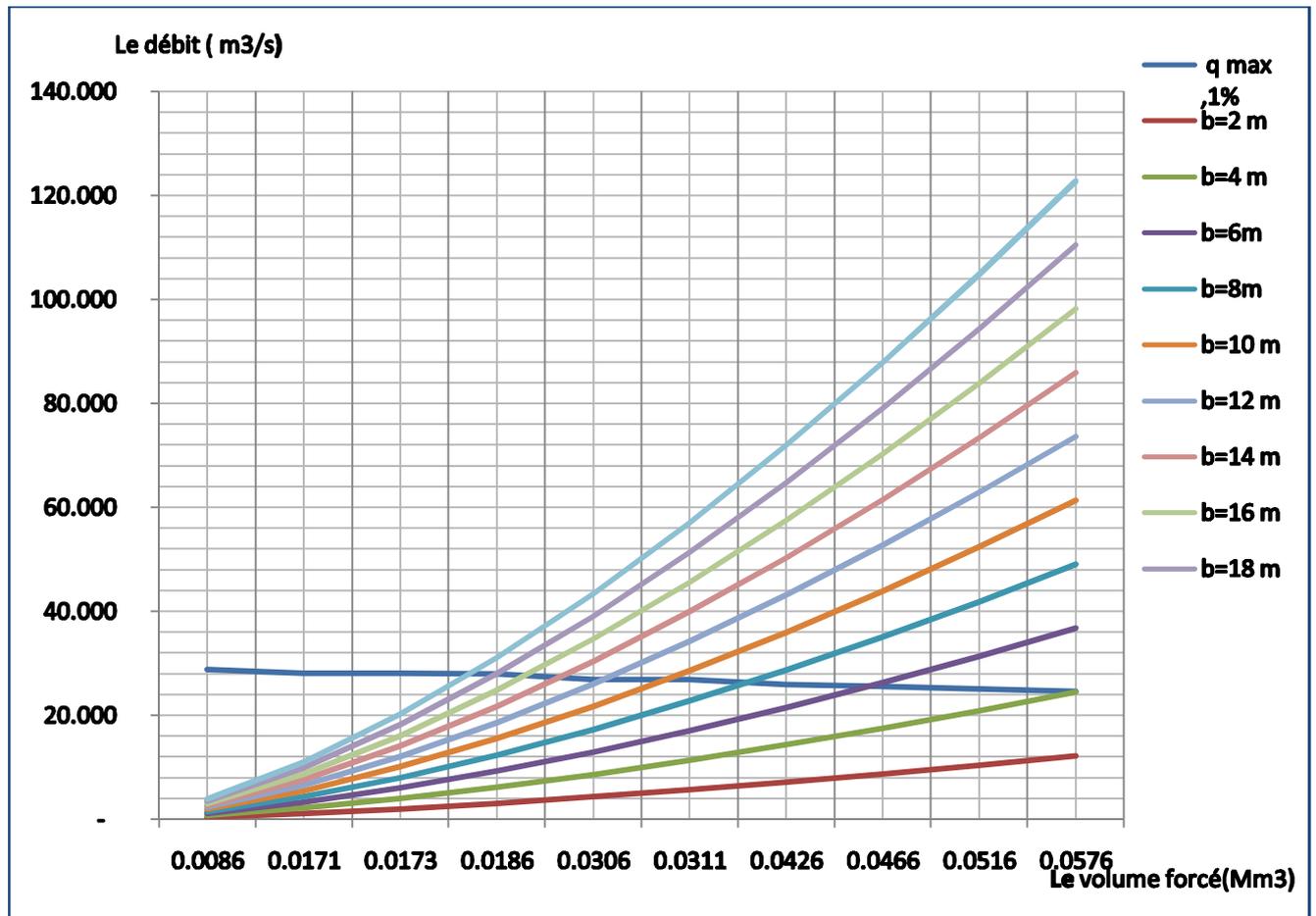


Figure III.28 : Le débit en fonction de volume forcé (Q ,q)=f(V_f)

Tableau III.52 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

| Largeur (m) | Hauteur (m) | Débit laminé (m ³ /s) | Cote PHE (m) | Volume forcé (Mm ³) |
|-------------|-------------|----------------------------------|--------------|---------------------------------|
| 4 | 2 | 24.56 | 766.4 | 0.0576 |
| 6 | 1.6 | 26.36 | 766 | 0.0466 |
| 8 | 1.15 | 22.8 | 765.55 | 0.0326 |
| 10 | 1.2 | 28.53 | 765.6 | 0.0356 |
| 12 | 1 | 26 | 765.4 | 0.0306 |
| 14 | 0.95 | 21.7 | 765.35 | 0.0226 |
| 16 | 0.85 | 24.81 | 765.25 | 0.0175 |
| 18 | 0.8 | 27.95 | 765.2 | 0.0173 |
| 20 | 0.6 | 20.17 | 765 | 0.0171 |

Conclusion : D’après le calcul précédent, on prend une largeur de 8m corresponde à une hauteur de 1.15 m et un débit laminé de 22.8 m³/ s à une cote PHE de 765.55 m NGA.

III-9.2.Méthode Grapho-analytique de HILDENBLAT

Dans cette méthode l'équation du bilan est utilisée est :

$$\begin{aligned} \bar{Q} &= \frac{Q_1 + Q_2}{2} \\ \bar{q} &= \frac{q_1 + q_2}{2} \\ \Delta V &= V_2 - V_1 \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \quad \frac{Q_1 + Q_2}{2} \cdot \Delta t = \frac{q_1 + q_2}{2} \cdot \Delta t + V_2 - V_1$$

(III.55)

Soit :
$$\bar{Q} \cdot \Delta t = \frac{1}{2} \cdot q_1 \cdot \Delta t + \frac{1}{2} \cdot q_2 \cdot \Delta t + V_2 - V_1$$

Donc :
$$V_2 + \frac{1}{2} \cdot q_2 \cdot \Delta t = \bar{Q} \cdot \Delta t + V_1 - q_1 \cdot \Delta t + \frac{1}{2} \cdot q_1 \cdot \Delta t$$

Le débit maximum déversé(q) peut être donné par la formule de Kotcherine améliorée par sokolovsky pour les hydrogrammes à une pointe ou triangulaire :

$$q_{lam} = 0,85 \cdot Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_f}{V_C} \right)$$

V_f : le volume d'eau en charge.

V_C : le volume de la crue.

$Q_{\%}$: le débit de la crue.

q_{lam} : le débit laminé.

- Le volume de la crue : $V_c = 339852.24 \text{ m}^3$.
- Le débit de la crue : $Q_{1\%} = 29.64 \text{ m}^3/\text{s}$. (on a pris la valeur trouvée par la méthode synthétique car elle est plus grande que celle de la méthode de skolovesky qui est $14.55 \text{ m}^3/\text{s}$).

D'après Kotcherine $V_f = (0,05 \text{ à } 0.2) \cdot V_C$

- Le volume forcé : $16992.612 \text{ m}^3 < V_f < 67970.448 \text{ m}^3$

C'est la topographie du terrain qui permet de fixer approximativement la largeur et le type de déversoir à retenir comme évacuateur de crue de surface.

On a la formule générale de déversoir :

$$q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$$

Ou :

g : l'accélération de pesanteur; [$g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$].

b : la largeur de déversoir.

H : la charge sur le déversoir.

m : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge et de la forme de la crête du déversoir [m = 0,49].

➤ **Le volume au niveau des plus hautes eaux (NPHE) sera :**

$$V_{PHE} = V_{NNR} + V_f = 0.0724 + 0.016 = 0.140 \text{ Mm}^3$$

➤ **La cote de niveau des plus hautes eaux (NPHE) sera :**

$$N_{PHE} = 765.5 \text{ m (NGA).}$$

➤ **La valeur de h_d** (la charge déversante) correspond à $V_f = 0.016 \text{ Mm}^3$ est donc :

- $h_f = N_{PHE} - N_{NNR} = 765.5 - 764.4 = 1.1 \text{ m}$

Le débit maximum est donné par la formule suivante de Kotchérine améliorée

par Sokolovsky : $q_{\max P\%} = 0,85 \cdot Q_{P\%} \left(1 - \frac{V_f}{V_{cP\%}} \right)$

$$q_{\max 1\%} = 0,85 \cdot 29,64 \left(1 - \frac{0.016}{0.339} \right) = 24.00 \text{ m}^3/\text{s} \qquad q_{\max 1\%} = 24.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

✓ On calcul la largeur du déversoir « b » par la formule suivante :

$$q_{\max} = m \cdot b \cdot h_f^{3/2} \cdot \sqrt{2g} \Rightarrow b = \frac{q_{\max}}{m \cdot h_f^{3/2} \cdot \sqrt{2g}}$$

Avec : q_{\max} : débit déversant maximum en (m^3/s).

h_f : hauteur forcée en (m).

b : largeur du déversoir en (m).

m : coefficient de débit qui dépend du type de déversoir m=0.49

$$b = \frac{24.00}{0,49 \cdot 1.1^{3/2} \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}} = 6.67 \text{ m} \qquad \mathbf{b = 6.67 \text{ m}}$$

➤ **Pour une largeur de déversoir b=6.67m.**

Tableau.III.53: Calcul les débits déversants.

| H (m) | Cote (m) | H _d (m) | Q _d (m ³ /s) | 0,5.Q _d .t(m ³) | V (Mm ³) | V+0,5.Q _d .t (Mm ³) |
|-------|----------|--------------------|------------------------------------|--|----------------------|--|
| 6.40 | 764.40 | 0 | 0.00 | 0.00 | 0.0724 | 0.0724 |
| 6.60 | 764.60 | 0.20 | 1.29 | 2330.71 | 0.0780 | 0.0803 |
| 6.80 | 764.80 | 0.40 | 3.66 | 6592.25 | 0.08800 | 0.0946 |
| 7.00 | 765.00 | 0.60 | 6.73 | 12110.74 | 0.0889 | 0.1010 |
| 7.20 | 765.80 | 0.80 | 10.36 | 18645.71 | 0.0940 | 0.1126 |
| 7.40 | 765.40 | 1.00 | 14.48 | 26058.17 | 0.1030 | 0.1291 |
| 7.60 | 765.60 | 1.20 | 19.03 | 34254.35 | 0.108 | 0.1423 |
| 7.80 | 765.80 | 1.40 | 23.98 | 43165.42 | 0.14 | 0.1832 |

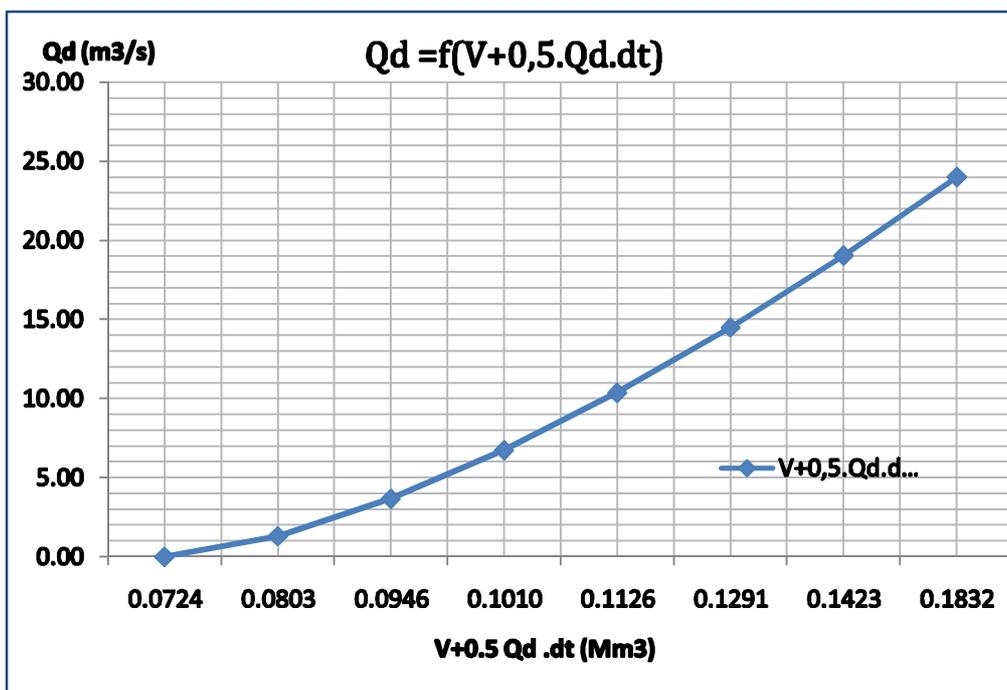


Figure III.29 : Courbe des débits déversants.

D’après le tableau(III.54) des débits laminés ; le débit qui sera évacuer à travers l’évacuateur des crues est $q = 26.93 \text{ m}^3/\text{s}$.

Le temps de l’aménage est de : 5.74 heures

Tableau III.54: Débits laminés

| t(h) | Qi (m ³ /s) | Q/2 (m ³ /s) | Q-q (m ³ /s) | (Q-q)*T (Mm ³) | V+0,5.Qd.dt (Mm ³) | q (m ³ /s) |
|------|------------------------|-------------------------|-------------------------|----------------------------|--------------------------------|-----------------------|
| 0 | 0 | 1.18 | 1.18 | 0.0006372 | 0.0724 | 0 |
| 0.3 | 2.36 | 4.1605 | 3.0405 | 0.00164187 | 0.073 | 1.12 |
| 0.6 | 5.961 | 8.7495 | 7.6095 | 0.00410913 | 0.075 | 1.14 |
| 0.9 | 11.538 | 14.606 | 11.236 | 0.00606744 | 0.08 | 3.37 |
| 1.2 | 17.674 | 20.69 | 17.44 | 0.0094176 | 0.0849 | 3.25 |
| 1.5 | 23.706 | 26.673 | 17.153 | 0.009880128 | 0.0943 | 9.52 |
| 1.82 | 29.64 | 29.575 | 16.035 | 0.00923616 | 0.1042 | 13.54 |
| 2.14 | 29.51 | 25.3825 | 12.0425 | 0.00650295 | 0.1134 | 13.34 |
| 2.44 | 21.255 | 18.327 | -8.603 | -0.00464562 | 0.1199 | 26.93 |
| 2.74 | 15.399 | 13.631 | -10.909 | -0.00589086 | 0.1152 | 24.54 |
| 3.04 | 11.863 | 8.85 | -9.42 | -0.0050868 | 0.1094 | 18.27 |
| 3.34 | 5.837 | 2.9185 | -10.6015 | -0.00572481 | 0.1043 | 13.52 |
| 3.64 | 0 | 0 | -9.87 | -0.0053298 | 0.0985 | 9.87 |
| 3.94 | 0 | 0 | -9.64 | -0.0052056 | 0.0932 | 9.64 |
| 4.24 | 0 | 0 | -10.12 | -0.0054648 | 0.0880 | 10.12 |
| 4.54 | 0 | 0 | -9.78 | -0.0052812 | 0.0825 | 9.78 |
| 4.84 | 0 | 0 | -8.57 | -0.0046278 | 0.0773 | 8.57 |
| 5.14 | 0 | 0 | -8.18 | -0.00397548 | 0.0726 | 8.18 |
| 5.44 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0687 | 0 |
| 5.74 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0687 | 0 |

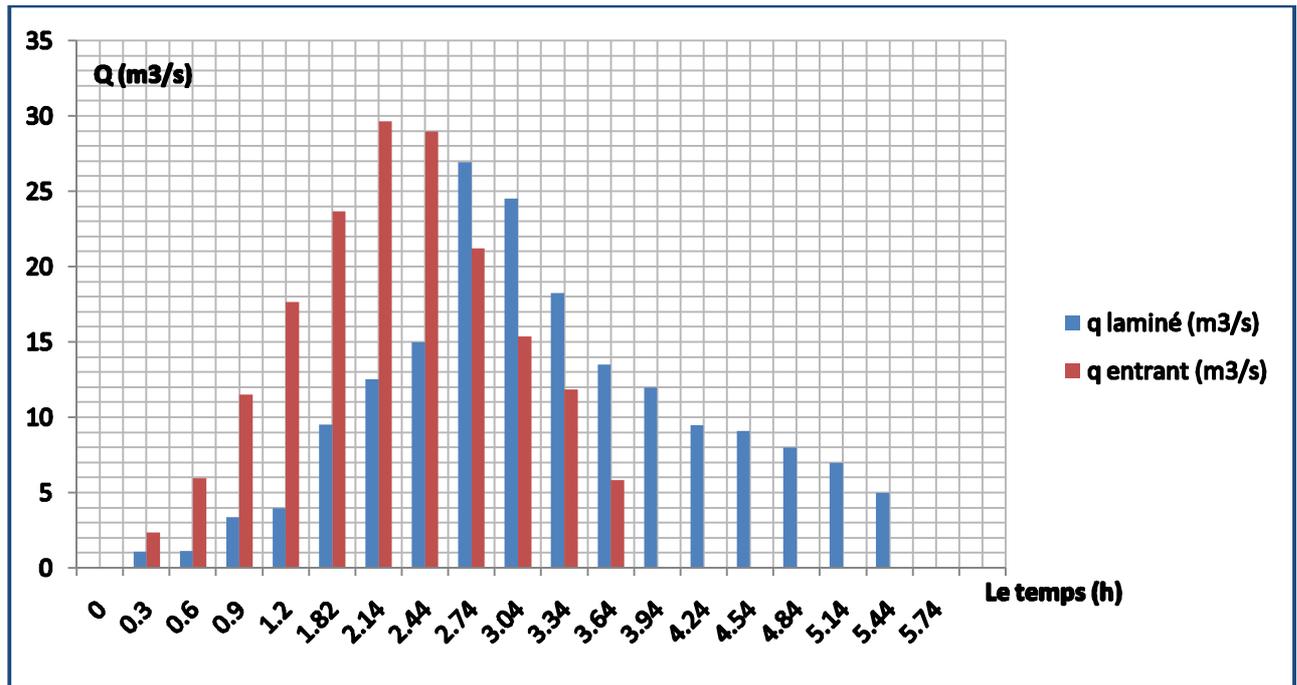


Figure III.30: Hydrogramme entrant et sortant par la méthode de Hildenblat

III-10. Etude d'optimisation

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

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversante correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

III-10.1. Calcul du coût approximatif de la digue

On calcule en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût. Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i .

$$\left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right]$$

B_i : Largeur de base.

$$\left[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b \right]$$

m_1, m_2 : Les fruits des talus.
 b : Largeur en crête (m).
 H_i : Hauteur de la tranche au point i .

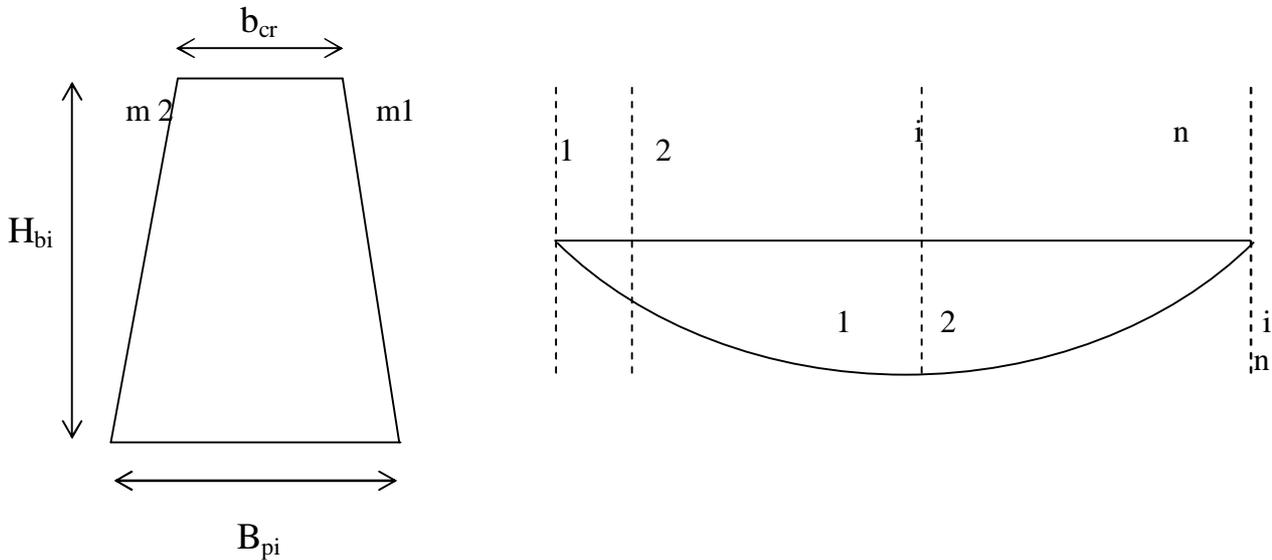


Tableau III.55 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

| Hauteur du barrage (m) | Type de barrage | Fruit des talus | |
|------------------------|--|-----------------|----------------|
| | | Amont (m_1) | Aval (m_2) |
| $H < 5$ | ❖ Homogène | 2,5 | 2 |
| | ❖ Zoné | 2 | 2 |
| $5 < H < 10$ | ❖ Homogène, granularité étendue | 2 | 2 |
| | ❖ Homogène à fort pourcentage d'argile | 2,5 | 2,5 |
| | ❖ Zoné | 2 | 2,5 |

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend $m_1 = m_2 = 2,5$, pour $5m < H < 10m$

III-10.1.1. Calcul de la revanche

Le calcul de la revanche passe par la connaissance de la hauteur des vagues qui est en fonction du fetch et de la vitesse du vent. Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a. Formule de MALLET et PAQUANT : $R = H + \frac{V^2}{2.g}$ (III.56)

Avec : $H = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F}$ et $V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}H$

R : La revanche .

F : Fetch en Km, F= 0.5km .

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

$\frac{V^2}{2.g}$: Energie cinétique des vagues.

b. **Formule de STEVENSON GAILLARD** : pour F (fetch) < 18 km

$$H = 0,75 + 0,34 F^{0.5} - 0,26 F^{0.25} \quad (III.57)$$

c. **Formule de Molitor**

$$H = 0,75 + 0,032 (U.F)^{0.5} - 0,27 F^{0.25} \quad (III.58)$$

d. **Formule Simplifié** :

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F} \quad (III.59)$$

Tableau III.56 : Résultat de calcul de la revanche

| Formule | h (m) | V(m/s) | R (m) |
|--------------------|-------|--------|-------|
| MALLET et PAQUANT | 0.736 | 1.99 | 0.938 |
| STEVENSON GAILLARD | 0.772 | 2.0145 | 0.979 |
| Formule de Molitor | 0.749 | 2 | 0.953 |
| Formule Simplifié | | | 1.21 |
| La moyenne | | 1.34 | 1.02 |

On prend la moyenne on choisira une revanche **R = 1.02m.**

❖ **La hauteur du barrage :**

$$H_b = NNR - C_f + h_d + R + t \quad (III.60)$$

Ou :

NNR : niveau normal de la retenue NNR= 764.4 m ;

C_f: cote du fond C_f = 758 m ;

h_d : la hauteur déversée ;

R : Revanche en (m) ;

t : Tassement en (m) $t = [0.5, 1.5\%]H_b.$

Tableau III.57 : Résultat de calcul de la hauteur du barrage

| Largeur (m) | Hauteur (m) | Débit laminé (m ³ /s) | Cote PHE | H b (m) |
|-------------|-------------|----------------------------------|----------|---------|
| | | | (m NGA) | |
| 4 | 2 | 24.56 | 766.4 | 9.56 |
| 6 | 1.6 | 26.36 | 766 | 9.15 |
| 8 | 1.15 | 22.8 | 765.55 | 8.88 |
| 10 | 1.2 | 28.53 | 765.6 | 8.75 |
| 12 | 1 | 26 | 765.4 | 8.55 |
| 14 | 0.95 | 21.7 | 765.35 | 8.5 |
| 16 | 0.85 | 24.81 | 765.25 | 8.4 |
| 18 | 0.8 | 27.95 | 765.2 | 8.35 |
| 20 | 0.6 | 20.17 | 765 | 8.15 |

III-10.1.2. La largeur en crête

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

- **Formule de KNAPPEN :**

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \tag{III.61}$$

- **Formule de E- F-PREECE :**

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \tag{III.62}$$

- **Formule Anonyme (simplifiée) :**

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \tag{III.63}$$

- **Formule pratique :**

$$(III.64) \qquad b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b}$$

Avec : **H_b** : Hauteur du barrage [m]

Tableau III.58 : Résultat de calcul de la largeur en crête

| B cr(m) | | | | | | | | | |
|-------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Formule : | Hb=9.56 (m) | Hb=9.15 (m) | Hb=8.68 (m) | Hb=8.75 (m) | Hb=8.55 (m) | Hb=8.5m (m) | Hb=8.4m (m) | Hb=8.35 (m) | Hb=8.15 (m) |
| KNAPPEN | 5.1 | 5 | 4.86 | 7.88 | 4.82 | 4.81 | 4.78 | 4.77 | 4.71 |
| EF PREECE | 4.4 | 4.32 | 4.24 | 4.25 | 4.22 | 4.26 | 4.188 | 4.17 | 4.14 |
| PRATIQUE | 4.63 | 4.53 | 4.39 | 4.41 | 4.35 | 4.29 | 4.31 | 4.3 | 4.19 |
| SIMPLIFIEE | 5.15 | 5.02 | 4.89 | 4.91 | 4.85 | 4.84 | 4.83 | 4.79 | 4.74 |

On opte pour la largeur optimale en crête calculée par la formule **KNAPPEN** est de $b_{cr} = 5 \text{ m}$

III-10.1.3. Calcul du coût de la digue

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversant, en utilisant les formules citées précédemment.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.59 : Coût de la digue

| | b (m) | 4 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 | 20 |
|-----------|----------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|------------|------------|
| | q max (m ³ /s) | 24.56 | 26.36 | 22.80 | 28.53 | 26.00 | 21.70 | 24.81 | 27.95 | 20.17 |
| | H (m) | 2.00 | 1.60 | 1.15 | 1.20 | 1.00 | 0.95 | 0.85 | 0.80 | 0.60 |
| Section 1 | S ₁ (m ²) | 0.00 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Section 2 | H _b (m) | 4.92 | 4.52 | 4.07 | 4.12 | 3.92 | 3.87 | 3.77 | 3.72 | 3.52 |
| | B _b (m) | 29.60 | 27.60 | 25.35 | 25.60 | 24.60 | 24.35 | 23.85 | 23.60 | 22.6 |
| | S ₂ (m ²) | 85.12 | 73.68 | 61.76 | 63.04 | 58.02 | 56.79 | 54.38 | 53.20 | 48.58 |
| Section 3 | H _b (m) | 7.42 | 7.02 | 6.57 | 6.62 | 6.42 | 6.37 | 6.27 | 6.22 | 6.02 |
| | B _b (m) | 42.10 | 40.1 | 37.8 | 38.1 | 37.1 | 36.8 | 36.3 | 36.1 | 35.1 |
| | S ₃ (m ²) | 174.7 | 158.3 | 140.8 | 142.7 | 135.1 | 133.3 | 129.6 | 127.8 | 120.7 |
| Section 4 | H _b (m) | 9.81 | 9.41 | 9.41 | 8.96 | 9.01 | 8.81 | 8.76 | 8.66 | 8.22 |
| | B _b (m) | 54.1 | 52.1 | 49.8 | 50.1 | 49.1 | 48.8 | 48.3 | 46.1 | 45.1 |
| | S ₄ (m ²) | 289.6 | 268.4 | 245.5 | 248.0 | 238.1 | 235.6 | 230.8 | 210.0 | 200.9 |
| Section 5 | S ₅ (m ²) | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | Volume (m ³) | 39551.65368 | 22838.13049 | 20448.02074 | 20706.74249 | 19682.12449 | 19430.24874 | 18931.63174 | 18431.6912 | 17576.9681 |
| | Cout (DA) | 17798244.16 | 10277158.72 | 9201609.333 | 9318034.12 | 8856956.02 | 8743611.933 | 8519234.283 | 8294261.03 | 7909635.64 |

Pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 450 DA (source DRW ; BOUIRA)

III-10.2. Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crue

Le calcul de cout de l'évacuateur de crue consiste à calculer le cout de :

1. Déversoir latéral.
2. Le canal d'approche.
3. Le coursier.

1. Cout de canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant. Il est de forme rectangulaire avec une charge d'eau « H » et une revanche (R) de 0.8 m avec 1m comme hauteur de pelle.

D'où la : hauteur totale du mur : $H_{ca} = H + R + P$ (III.65)

L : est déterminée d'après la topographie est égale à 10 m et (e) est prise égale à 0,5m.

D'où le volume du canal d'approche est estimé par :

$V(\text{radier}) = b * e * L$ et $v(\text{des murs bajoyers}) = e * H_{ca} * L$ (III.66).

Tableau III.60: Le coût du canal d'approche

| b (m) | h (m) | S (m2) | V (m3) | Cout (Da) |
|-------|-------|---------|--------|-----------|
| 4 | 2 | 13.9 | 139 | 5560000 |
| 6 | 1.6 | 13.5 | 135 | 5400000 |
| 8 | 1.15 | 13.05 | 130.5 | 5220000 |
| 10 | 1.2 | 13.1 | 131 | 5240000 |
| 12 | 1 | 12.9 | 129 | 5160000 |
| 14 | 0.95 | 12.85 | 128.5 | 5140000 |
| 16 | 0.85 | 12.75 | 127.5 | 5100000 |
| 18 | 0.8 | 12.7 | 127 | 5080000 |
| 20 | 0.6 | 12.5 | 125 | 5000000 |

2. Coût du déversoir

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profil Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...), pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant à la suite l'instabilité de l'ouvrage.

Le coefficient de débit est $m = 0,49$.

On va tenir compte des coûts du seuil déversant, vu que le chenal et le bassin de dissipation gardent leur profile pour les différentes largeurs du déversoir.

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par L'équation du profil Creager est donnée par l'expression suivante :

$$Y = 0,47 \frac{X^{1,85}}{H^{0,85}} \tag{III.67}$$

Où : H: Charge sur le seuil (m) .

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc: $V_{dev} = S \cdot b$

S : section transversale du profil .

b : largeur déversante.

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 40 000 (DA) (source DRW.BOUIRA).

Tableau III.61 : Coût du déversoir de l'évacuateur de crue

| Largeur (m) | Hauteur (m) | surface (m ²) | Volume (m ³) | le cout (MDA) |
|-------------|-------------|---------------------------|--------------------------|---------------|
| 4 | 2 | 1.68 | 6.72 | 0.2688 |
| 6 | 1.6 | 2.0325 | 12.195 | 0.4878 |
| 8 | 1.15 | 2.691 | 21.528 | 0.86112 |
| 10 | 1.2 | 2.752 | 27.52 | 1.1008 |
| 12 | 1 | 3.031 | 36.372 | 1.45488 |
| 14 | 0.95 | 3.166 | 44.324 | 1.77296 |
| 16 | 0.85 | 3.479 | 55.664 | 2.22656 |
| 18 | 0.8 | 3.663 | 65.934 | 2.63736 |
| 20 | 0.6 | 4.678 | 93.56 | 3.7424 |

4. Calcul du coût du coursier

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement. La longueur approximative du coursier est 38 m (selon le plan topographique). A cet effet, le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{béton} = S_{béton} \times L_{cour} \tag{III.68}$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est de 0,5 m et le coût du mètre cube de béton est estimée 40000 DA/m³. La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{cou} = (Q_{e,max})^{0,4} \tag{III.69}$$

Le Tableau ci-dessous, nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes . Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.62 : Coût de coursier

| b dév (m) | q (m³/s) | b cour (m) | S (m²) | V bét(m³) | Coût total (MDA) |
|------------------|----------------------------|-------------------|--------------------------|-------------------------------|-------------------------|
| 4 | 24.56 | 3.598 | 4.799 | 182.366 | 7.294 |
| 6 | 26.36 | 3.702 | 4.851 | 184.328 | 7.3731 |
| 8 | 22.8 | 3.493 | 4.746 | 180.363 | 7.214 |
| 10 | 28.53 | 3.821 | 4.910 | 186.589 | 7.463 |
| 12 | 26 | 3.681 | 4.841 | 183.942 | 7.357 |
| 14 | 21.7 | 3.424 | 4.712 | 179.063 | 7.162 |
| 16 | 24.81 | 3.613 | 4.806 | 182.644 | 7.305 |
| 18 | 27.95 | 3.789 | 4.895 | 185.995 | 7.439 |
| 20 | 20.17 | 3.326 | 4.663 | 177.188 | 7.087 |

III-10.3 Cout total de la retenue

Tableau III.63 : Récapitulatif du cout total de la retenue (digue +l'évacuateur de crue)

| b(m) | Cout évacuateur (DA) | | | Le cout total de l'évacuateur (MDA) | Le cout de la digue (MDA) | Le cout total (la digue +l'évacuateur) (MDA) |
|-------------|--|-----------------------------------|----------------------------------|--|----------------------------------|--|
| | Le cout de canal d'approche (MDA) | Le cout de déversoir (MDA) | Le cout de coursier (MDA) | | | |
| 4 | 5.56 | 0.2688 | 7.294 | 13.1228 | 17.79824416 | 30.92104416 |
| 6 | 5.4 | 0.4878 | 7.3731 | 13.2609 | 10.27715872 | 23.53805872 |
| 8 | 5.22 | 0.86112 | 7.214 | 13.29512 | 9.201609333 | 22.49672933 |
| 10 | 5.24 | 1.1008 | 7.463 | 13.8038 | 9.31803412 | 23.12183412 |
| 12 | 5.16 | 1.45488 | 7.357 | 13.97188 | 8.85695602 | 22.82883602 |
| 14 | 5.14 | 1.77296 | 7.162 | 14.07496 | 8.743611933 | 22.81857193 |
| 16 | 5.1 | 2.22656 | 7.305 | 14.63156 | 8.519234283 | 23.15079428 |
| 18 | 5.08 | 2.63736 | 7.439 | 15.15636 | 8.294261031 | 23.45062103 |
| 20 | 5 | 3.7424 | 7.087 | 15.8294 | 7.909635636 | 23.73903564 |

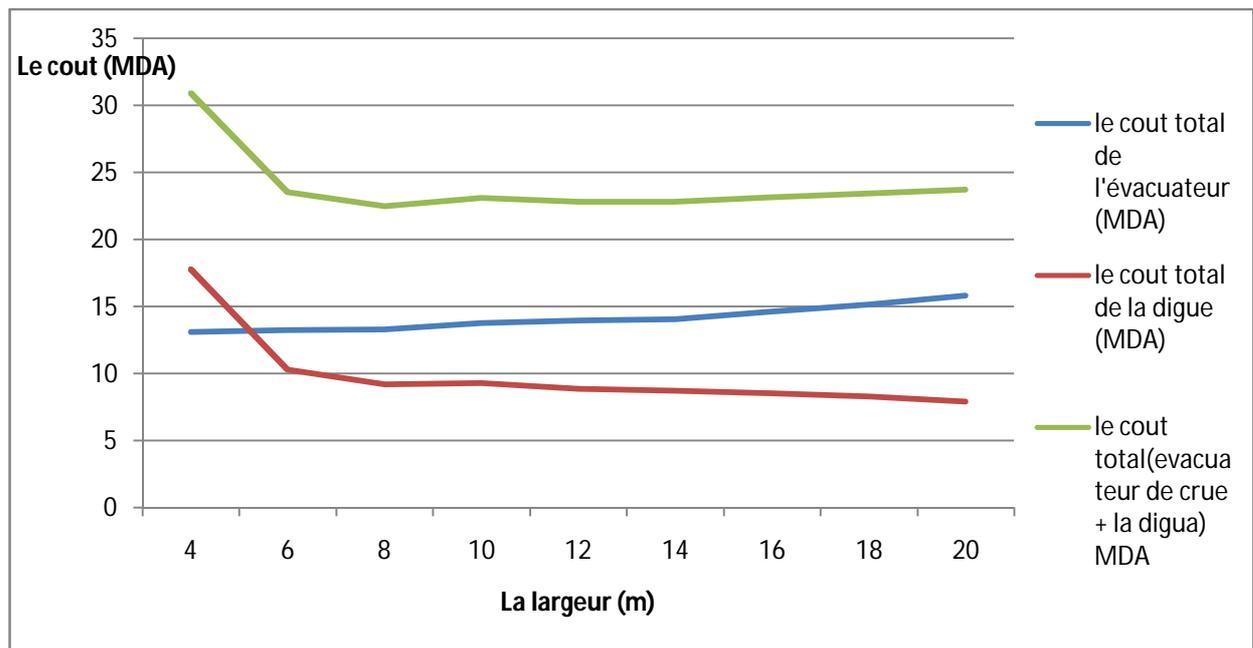


Figure III.31 : Les courbes d'optimisation

Conclusion

D'après la courbe d'optimisation représentée par la **Figure III.31**, et pour des raisons de sécurité et d'économie on adopte:

- La largeur déversant optimale donnant le coût minimum est **$b=8$ m**.
- Qui correspondant **$h_{\text{dév}} = 1.15\text{m}$** et **$Q = 22.80 \text{ m}^3/\text{s}$** .
- Avec une hauteur de barrage **$H_b = 8.88$ m** à une cote de crête optimale de la digue :

$$N_c = 766.71 \text{ m NGA}$$

Tableau III.64: Récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage

| Dénomination | Unité | Quantité |
|---|-------------------|----------|
| Volume mort | Mm ³ | 0.035 |
| Volume utile | Mm ³ | 0.0374 |
| Volume au niveau normal de la retenue | Mm ³ | 0.0724 |
| Cote de fond | m | 758 |
| Cote au niveau mort (NVM) | m | 763.175 |
| Cote au niveau normal de la retenue (NNR) (NVM) | m | 764.4 |
| Cote de plus hautes eaux (NPHE) | m | 765.55 |
| Cote de la crête | m | 766.71 |
| Largeur de déversoir | m | 8 |
| La hauteur de charge déversée | m | 1.15 |
| Le débit évacué | m ³ /s | 22.80 |

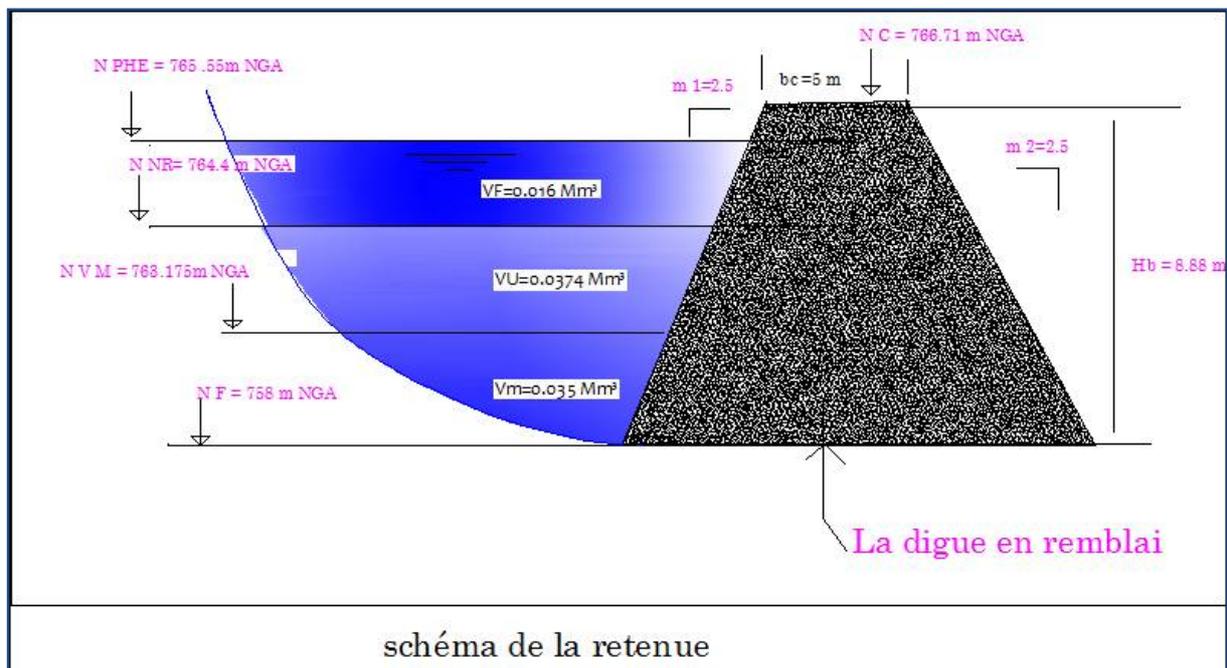
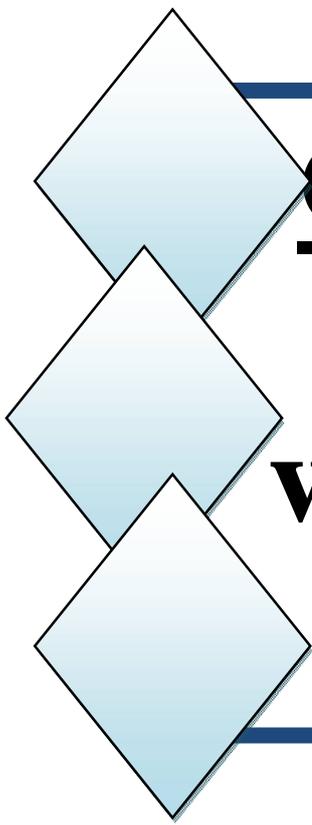


Figure III.32 : Schéma de la retenue



Chapitre IV :
Etude des
variantes de la
digue

Introduction

Les barrages en terre peuvent être construits pratiquement de tous les types de matériaux disponibles sur site. Le meilleur matériau pour les barrages homogènes est le mélange de particules de diverses dimensions. Les vides entre les particules de grandes dimensions sont remplis par les particules de silt et de sable sans rompre les contacts immédiats entre les particules formant le squelette du sol. Ce qui augmente l'angle de frottement et réduit la perméabilité.

Comparativement aux barrages en béton les barrages en terre (en remblai) présentent les avantages suivants :

1. Des conditions géologiques et topographiques qui sont moins exigeantes.
2. Ils nécessitent moins d'installations et d'équipements.
3. Ils sont peu sensibles aux tassements et aux séismes.
4. En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :
5. La projection de l'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau
6. La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de
7. L'aménagement L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible.

Le choix du site de l'ouvrage, doit tenir compte de :

1. La convenance technico-économique de sa situation et ses alentours, les secteurs d'irrigation ou d'approvisionnement à la population et les possibles difficultés du transfert de l'eau depuis l'emplacement choisi jusqu'au point de distribution d'eau.
2. L'emplacement du barrage où la relation entre le volume utile et le secteur occupé par celui-ci doit être au maximum; sans oublier que le secteur doit être vaste pour satisfaire la régularisation du barrage.
3. Aspects économiques tels que : affectations de terrains, d'habitations et d'infrastructures par les inondations.
4. Possibilité de voies d'accès au lieu, fourniture d'énergie électrique, approvisionnement d'eau potable, entre autres aspects d'intérêt.

Les barrages en matériaux locaux doivent satisfaire aux exigences suivantes :

1. La débitance des ouvrages d'évacuation de crue et de prise d'eau doit garantir l'évacuation sans qu'il y ait un débordement des eaux par la digue.
2. Les pentes du talus du barrage doivent garantir sa stabilité aussi bien lors de sa construction que pendant la période d'exploitation.
3. Les talus et la crête doivent être protégés contre les actions des vagues et des glaces et des agents extérieurs.

4. Les dispositifs d'étanchéité et de drainage doivent garantir l'évacuation des débits d'infiltration qui ne doivent pas dépasser les débits admissibles du projet afin d'éviter les déformations du corps de la digue et des fondations.
5. Les déformations des éléments séparés du barrage ne doivent pas perturber le fonctionnement du barrage.

IV-2. Les variantes à choisir

Pour notre cas, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux et on a trois variantes au choix :

✓ Le barrage en terre homogène

Ce sont des barrages constitués d'un seul matériau qui garantit l'imperméabilité, accompagnée de dispositifs de drainage contre la filtration. Le remblai est constitué de matériaux du type argile, argile sablonneuse, limons, sable limoneux, sable, etc. Il peut y avoir d'autres matériaux qui ne contribuent pas dans la stabilité du barrage (enrochement et protection du talus et de la crête).

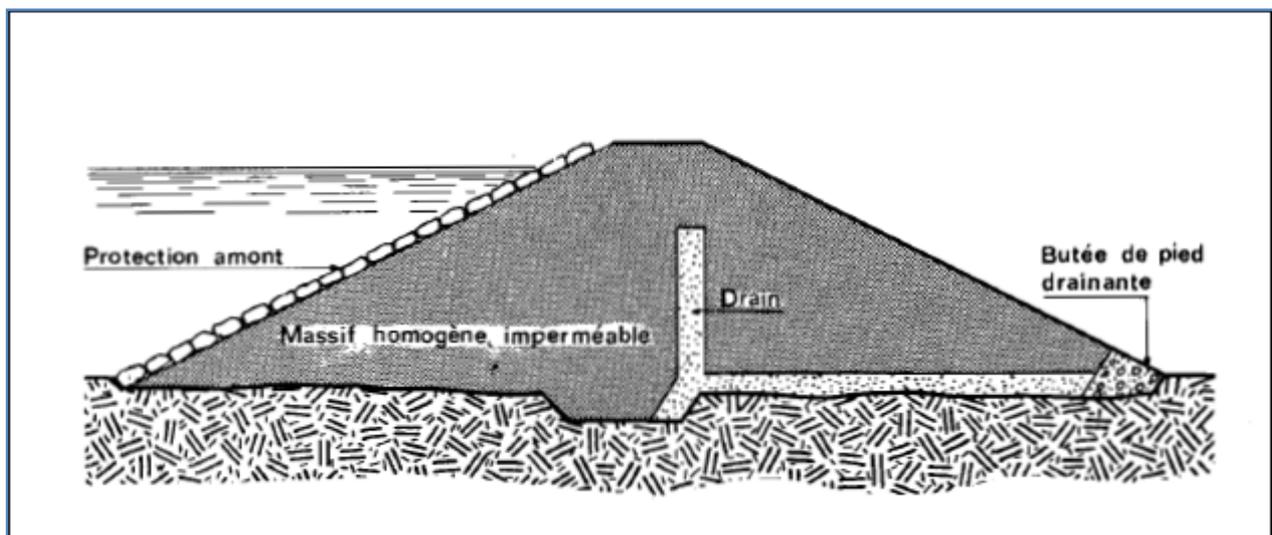


Figure IV.1: coupe transversale de la digue homogène

✓ Le barrage en terre hétérogènes ou zoné (à noyau)

Ce sont des barrages composés de deux matériaux, l'un imperméable et l'autre résistant, séparés par des couches de transition. Ces derniers peuvent être classés en terre avec enrochement, en terre avec écran, en terre avec noyau ou zoné, etc.

Ce noyau interne a l'avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuites.

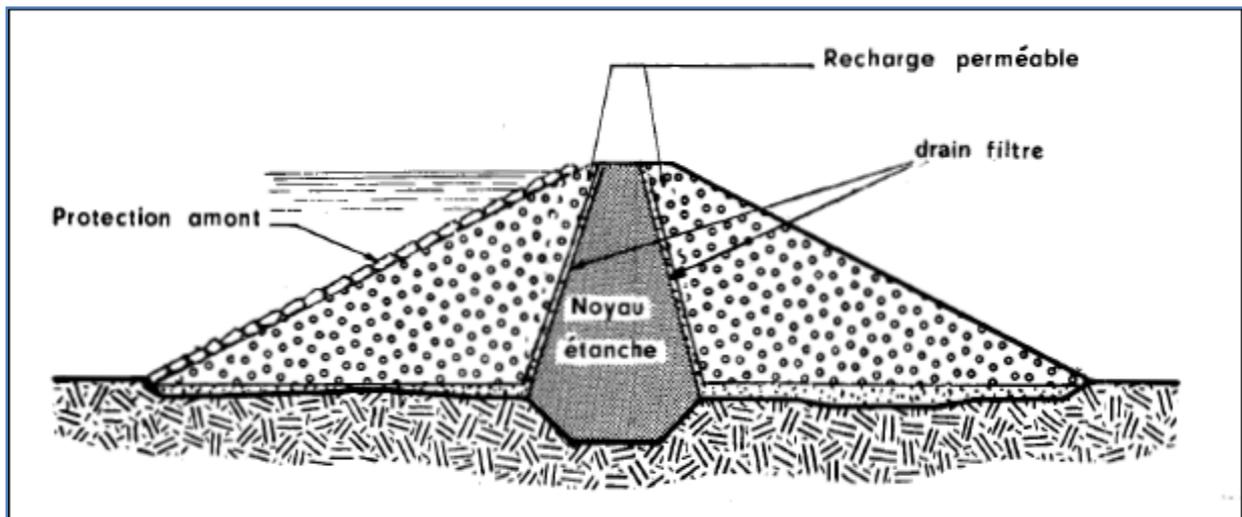


Figure IV.2: coupe transversale d'un barrage zoné

✓ **Barrage en enrochement avec masque en béton**

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenables, difficulté de mise en œuvre,dans ce cas la solution c'est le barrage à masque amont. La résistance mécanique est apportée par un remblai homogène à granulométrie élevée (enrochement en général) alors qu'un organe mince tel que une géomembrane ou un masque en béton armé ou bitumineux est placé plus couramment sur ça face amont pour assurer l'étanchéité.

On peut exécuter le masque après l'édification du remblai. Le masque est facilement réparé lorsqu'il y a des altérations extérieures mécaniques ou thermiques.....etc.

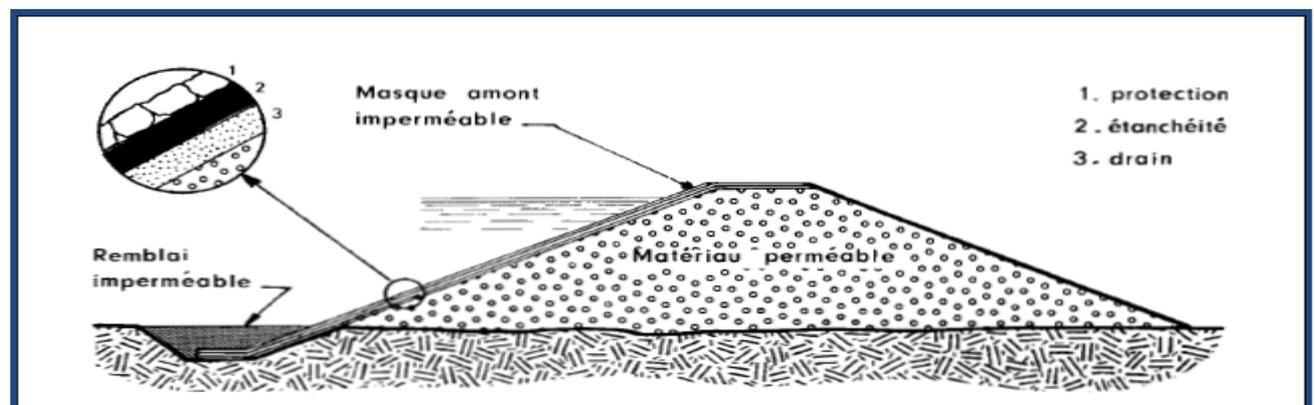


Figure IV.3: Coupe transversale d'un barrage en enrochement avec un masque en béton

IV-3. Définition du profil général du barrage

On aura à calculer la hauteur du barrage et la largeur en crête après avoir déterminé la longueur en crête.

- **La longueur en crête :**

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale :

$$L_{\text{crête}} = 182.57 \text{ m}$$

- **La hauteur du barrage :**

$$H_b = \text{NPHE} - C_f + R + t + a \quad (\text{IV.1})$$

Où : NPHE : niveau de plus haute eaux .

C_f : cote du fond.

R : Revanche en (m) .

a : hauteur libres de sécurité (réserve constructive) , entre 0,40 et 0,60 m.

Avec : NPHE = 765.55 (m NGA) ; $C_f = 758$ (m NGA) ; R = 1.02 m ; $t = (0.5 ; 1.5) \% \cdot H_b$
 $t = 0.136 \text{ m}$, $a = 0.5$

A.N : $H_b = 9,38 \text{ m}$.

- **Largeur en crête:**

On opte pour une largeur de crête égale à : $b_{\text{cr}} = 5 \text{ m}$.

- **La pente des talus :**

Dans le but d'effectuer une conception préliminaire de la digue, on peut utiliser les valeurs d'orientation qui sont données dans le tableau suivant; elles doivent être vérifiées avec un calcul de stabilité postérieur. (Voire Tableau III.58 dans le chapitre précédent).

on prend les fruits des talus aval et amont respectivement : $m_1 = 2,5$ et $m_2 = 2,5$.

- **Les bermes : Talus aval**

Les bermes au talus aval sert à l'évacuation des eaux de ruissellement, il y a une berme au talus aval à la cote 763 (m NGA) avec une largeur de 4m.

IV.3.1. Revêtement des talus de la digue

La protection des talus dans les barrages en terre est utilisée pour éviter l'érosion ou l'agression causée par l'action des vagues d'une part et par les pluies d'une autre part. Alors, les facteurs qui influencent sur le choix et sur la conception du type de revêtement sont essentiellement :

1. Hauteur de la montée subite.
2. Fluctuations du niveau du barrage.

3. Matériaux des barrages.
4. Conditions climatiques.
5. Importance de l'ouvrage.

1. **Le talus aval** : On doit concevoir le revêtement pour éviter l'érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau. Pour sa protection, l'utilisation d'une terre végétale avec des épaisseurs entre 0.20 et 0,3 m est très commune. (on prend $e=0.3$ m).
2. **Le talus amont** : Il sera protégé par un parement en Rip–Rap d'enrochement, l'épaisseur est donnée en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation, pour le gravier on préconise une couche d'épaisseur 20 cm et une épaisseur de 15 cm pour la couche de sable.

On va déterminer l'épaisseur de l'enrochement par deux méthodes :

- **TVA (Tennessee-Valley- Authority) :**

Préconise une formule empirique pour déterminer l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement pour la protection du talus amont

$$e = c v^2 \quad (IV.2)$$

e : Epaisseur de l'enrochement en [m].

V : vitesse des vagues déterminées par formule de Gaillard en [m/s] ($V = 2.0145$ m/s).

C : coefficient qui dépend du fruit du talus et du poids spécifique θ de l'enrochement utilisé. ($\theta = 2.5$ t/m³). Le coefficient est donné par le tableau ci-après : (pour notre cas : $C=0.036$ pour une pente : 1/2.5)

Tableau IV.1 : Valeur de C en fonction de la pente du talus et du poids

| Pentes des talus | Valeurs de « C » pour différents poids spécifiques | | |
|------------------|--|-----------------|----------------|
| | $\theta = 2.5$ | $\theta = 2.65$ | $\theta = 2.8$ |
| 1 / 4 | 0.027 | 0.024 | 0.022 |
| 1 / 3 | 0.028 | 0.025 | 0.023 |
| 1 / 2 | 0.031 | 0.028 | 0.026 |
| 1 / 2.5 | 0.036 | 0.032 | 0.030 |
| 1 / 1 | 0.047 | 0.041 | 0.038 |

Donc : $e = 0,036 \cdot (2,0145)^2 = 0.146$ m.

Les dimensions des éléments seront telles que 50 % de l'enrochement soit constitué de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé par la relation suivante :

$$W = 0,524 \cdot \theta \cdot e^3 \quad (IV.3)$$

AN : **W= 0,004 t.**

- Le diamètre moyen d'une pierre réduite en sphère est :

$$D_p = (W/0,524 \cdot \theta)^{1/3} \quad (IV.4)$$

$$D_p = 0,145 \text{ m}$$

▪ **Methode US Army**

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

Tableau IV.2: Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

| Hauteur des vagues (m) | Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m) | Dmin(m) |
|------------------------|---|---------|
| 0,0 ÷ 0,3 | 0,30 | 0,20 |
| 0,3 ÷ 0,6 | 0,35 | 0,25 |
| 0,6 ÷ 1,2 | 0,40 | 0,30 |
| 1,2 ÷ 1,8 | 0,45 | 0,35 |
| 1,8 ÷ 2,4 | 0,50 | 0,40 |
| 2,4 ÷ 3,0 | 0,55 | 0,45 |

Pour notre cas $h_v = 2,0145 \text{ m/s}$ Donc on aura d'après le tableau précédent :

$$D_{\min} = 0,45\text{m} \quad \text{et} \quad e_{\min} = 0,55 \text{ m}$$

Conclusion

D'après les résultats obtenus, on opte pour le dimensionnement de la digue homogène, une épaisseur de couche d'enrochement **e=55cm** et un diamètre moyen de **45cm** (pour la protection du talus amont)

VI-3.2. Protection de la crête

La crête facilite la circulation sur le barrage une fois terminé, elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. La digue sera revêtue d'une couche de produit asphaltique de 30 cm d'épaisseur, et une couche de gravier (20 cm) et une autre de sable (e=20cm) afin d'éviter les fissures dues au retrait des matériaux argileux et de permettre en plus le passage (en principe exceptionnel) d'un véhicule

IV-4. Etanchéité du barrage

IV-4.1 .Le noyau

Pour les deux premières variantes où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous avons équipé le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage. Vers le sommet, le

IV-4.1.1.Dimensionnement du noyau

- **La hauteur :** La hauteur de noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \quad (\text{IV.5})$$

Avec : H_b : La hauteur du barrage

$$\text{A.N : } H_n = 9,38 - 1 = 8,1$$

$$H_n = \mathbf{8,1 \text{ m.}}$$

- **La largeur en crête du noyau :** Elle est donnée par la formule suivante :

$$L_n = 1/6 \cdot H_b \quad (\text{IV.6})$$

$$\text{A.N : } L_n = 1/6 * 9,38 = 1,56 \text{ m}$$

- **L'épaisseur du noyau :** L'épaisseur du noyau dans la base de la digue est définie tout en sachant que les gradients du flux de filtration ne soient pas supérieurs à dix (10) ni inférieurs à quatre (4). Le gradient hydraulique pour le noyau est déterminé comme suivant:

$$I = \frac{\Delta H}{b_{\text{moy}}} \leq I_{\text{adm}} \quad (\text{IV.7})$$

Où : I_{adm} : gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériaux.

b_{moy} : largeur moyenne du noyau donnée par la formule suivante :

$$b_{\text{moy}} = (L_b - L_n) / 2 \quad (\text{IV.8})$$

Avec : L_n : largeur en crête du noyau.

L_b : Largeur en base du noyau.

ΔH : la différence de charge d'eau donnée par cette formule :

$$\Delta H = H_1 - H_2 \quad (\text{IV.9})$$

Avec : H_1 : Hauteur d'eau à l'amont ($H_1 = 6.4\text{m}$)

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval ($H_2 = 0 \text{ m}$)

Le tableau suivant permet de choisir les valeurs de gradient hydraulique admissible.

Tableau IV.3 : Le gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage et de type de fondation

| Type de sol | Classe de l'ouvrage | | | |
|------------------|---------------------|------|------|------|
| | I | II | III | IV |
| Argile compactée | 1.50 | 1.60 | 1.8 | 1.95 |
| Limon | 1.05 | 1.15 | 1.25 | 1.35 |
| Sable moyen | 0.7 | 0.8 | 0.9 | 1.00 |
| Limon sableux | 0.51 | 0.65 | 0.75 | 0.85 |
| Sable fin | 0.45 | 0.55 | 0.65 | 0.75 |

Pour notre cas : La classe de l'ouvrage est IV avec un gradient admissible égale à 1.95

$$dh / (b_{\text{moy}}) < I_{\text{adm}} \quad \text{(IV.10)}$$

Avec : $b_{\text{moy}} = 6,4 / (1,95) = 3,28 \text{ m}$

$$L_b = 2 * m * H_n + L_n \quad \text{(IV.11)}$$

A partir de l'équation (IV.11) on tire le fruit de talus de noyau :

$$m = (L_b - L_n) / (2 * H_n) = 0.3$$

$$L_b = 8.12 \text{ m.}$$

- **La cote en crête du noyau :**

$$CCN = C_f + H_n$$

$$CCN = 766.38 \text{ (m NGA).}$$

IV.4.2. La clé d'étanchéité

En principe, le remblai peut reposer directement sur les sédiments, à la base des sédiments. Ce constat implique de prévoir une clé de remblai jusqu'au rocher afin de réduire les risques de fuite au travers de ces sédiments peu étanches. Les matériaux excavés pour la réalisation de cette clé pourront être réutilisés pour le remblai. La profondeur de la clé d'étanchéité est exécutée jusqu'à **3 m**, avec des talus $m_1 = m_2 = 1$.

IV-4.3. Drain aval

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

IV-4.3.1. Dimensionnement du drain Tapis

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

- **La longueur du drain tapis :**

$$L_d = L_b / 3 \quad (IV.12)$$

Avec : L_b : Longueur transversale du barrage ($L_b = 51,9\text{m}$).

Donc : $L_d = 17.3 \text{ m}$.

- **Fruits des talus :**

$$m_1 = (1 \div 2) \quad \text{on prend} \quad m_1 = 1$$

$$m_2 = (1.5 \div 2.5) \quad \text{on prend} \quad m_2 = 2.5$$

- **Hauteur de drain :**

$$H_{dr} = (0,15 \text{ à } 0,2) H_b \quad (IV.13)$$

avec : H_b = la hauteur de barrage . ($H_b = 9.38$).

On prend : $H_{dr} = 0,2 * H_b$.

$$H_{dr} = 1.87 \text{ m}$$

- **La largeur au sommet :**

On prend $B_{dr} = 1 \text{ m}$.

- **Largeur en base du drain :** Elle est exprimée par :

$$B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr} \quad (IV.14)$$

$$B = 5.67 \text{ m}$$

IV-4.3.3 Dimensionnement du drain vertical

Le drain vertical, placé au centre du barrage, constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical). La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de **1m**.

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant pour drainer les fondations, en assurant le lien entre le drain vertical et le drain tapis filtrant. Le niveau du drain vertical est aux points les plus hauts de saturation de remblai

$$N_{dr} = 764.4 \text{ (m NGA).}$$

IV-4.3.4. Les filtres

Un filtre est destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans un massif. Les filtres et drains sont les plus souvent associés, le filtre pouvant jouer lui-même le rôle de drain, surtout dans les petits ouvrages

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

Dans un filtre chaque couche doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente dans le sens de l'écoulement de l'eau. Un filtre ne doit ni se dégrader par entraînement de ses éléments, ni se colmater. Il est conseillé pour cela d'utiliser les sables dont le coefficient d'uniformité D_{60}/D_{10} est inférieur à 2.

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 ensuite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984). Les matériaux alluviaux (Tout Venant) peuvent être utilisés comme matériau pour le filtre dans les retenues collinaires et petit barrage avec la condition qu'ils remplissent la granulométrie du filtre proposé préalablement vérifié au moyen des calculs correspondants.

IV-4.4. Masque en béton

Les masques d'étanchéités amont sont généralement posés sur une forme drainante établie sur le parement amont du barrage. L'organe d'étanchéité proprement dit doit être la plus part du temps protégé. Selon Materon, 2007 la formule pour déterminer l'épaisseur du masque en béton est donnée par :

$$e = 0.3 + 0.002 * H_b \quad \text{(IV.15)}$$

Avec : H_b : hauteur du barrage

$e=0,3187$ m ; on prend $e=0,35$ m.

IV-5. Etude Technico-économique

Une étude de comparaison approximative des différents volumes de chacun des types des barrages choisis paraît nécessaire pour faire le choix du type de retenue en fonction du coût et de la disponibilité des matériaux de construction, cette étude est particulièrement technico- économique.

Pour déterminer le coût du barrage, on trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, on détermine la hauteur de la digue par la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \quad (IV. 16)$$

Où : N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

N_{pi} : Côte du pied du barrage dans la section i .

L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i" est déterminée ainsi :

$$S_i = [(b_{cr} + B_{pi})/2] * H_{bi} \quad (IV. 17)$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

B_{pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i ».

m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval.

Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$V_b = \sum V_i \quad (IV.17)$$

$$V_i = [(S_i + S_{i+1})/2].d \quad (IV.18)$$

Avec : d : Distance horizontale séparant deux sections successives S_i et S_{i+1} .

IV-5.1 Barrage en terre homogène avec un drain vertical

La solution du barrage en terre homogène en argile c'est la variante (type 1) qui s'impose comme la plus économique mais il faut disposée de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai.) avec : $m_1=m_2=2,5$.

▪ **Le volume de la crête**

Tableau IV.4 : Volume de la crête

| Volume de la crête | | V(m ³) |
|--------------------------------|-----------|--------------------|
| Produis asphaltiques :(e=0.3m) | e*Lcr*bcr | 273.855 |
| Graviers (e=0.2m) | e*Lcr*bcr | 182.57 |
| Sables(e=0.2m) | e*Lcr*bcr | 182.56 |

• **Recharge (argile)**

Tableau IV.5 : Volume de recharge (Argile)

| N | Si (m ²) | S moyenne (m ²) | Distance partielle (m) | Volume partiel (m ³) | Distance cumulée(m) | Volume cumulé (m ³) |
|---------------------|----------------------|-----------------------------|------------------------|----------------------------------|---------------------|---------------------------------|
| 1 | 0.00 | 30.88 | 45.64 | 1409.41454 | 0 | 1409.41454 |
| 2 | 61.76 | 101.26 | 45.64 | 4621.60909 | 45.64 | 4621.60909 |
| 3 | 140.8 | 193.13 | 45.64 | 8814.59582 | 91.28 | 8814.59582 |
| 4 | 245.5 | 122.75 | 45.64 | 5602.40128 | 136.92 | 5602.40128 |
| 5 | 0 | 0.00 | 45.64 | 0 | 182.55 | 0 |
| Volume total | | | | | | 20448.0207 |

▪ **La protection de talus**

Enrochement : les mêmes sections utilisées précédemment sont pris ici, les surfaces sont calculées comme suite :

$$S = e * L_{\text{talus}} \tag{IV.}$$

Avec : e : épaisseur d'enrochement (e=0.5m).

L_{talus} : longueur de la digue (en talus).

On fait le même calcul pour le sable et le gravier

Tableau IV.6 : Volume (sable +gravier+enrochement)

| | | | | | |
|----------------|---|----------------------|-----------------------------|--------------|-------------------------|
| V(sable) | N | Si(m ²) | S moyenne (m ²) | di (m) | Volume(m ³) |
| | 1 | 0 | 0.82 | 45.64 | 37.5 |
| | 2 | 1.64 | 2.18 | 45.64 | 99.7 |
| | 3 | 2.7 | 3.17 | 45.64 | 144.7 |
| | 4 | 3.6 | 3.62 | 45.64 | 165.0 |
| | 5 | | 0.00 | 45.64 | 0.0 |
| | | | | Volume total | 446.9 |
| v(gravier) | N | Si (m ²) | S moyenne (m ²) | di (m) | Volume(m ³) |
| | 1 | 0 | 1.10 | 45.64 | 50.0 |
| | 2 | 2.19 | 2.91 | 45.64 | 132.9 |
| | 3 | 3.6 | 4.23 | 45.64 | 192.9 |
| | 4 | 4.8 | 4.82 | 45.64 | 220.0 |
| | 5 | | 0.00 | 45.64 | 0.0 |
| | | | | Volume total | 595.8 |
| v(enrochement) | N | Si (m ²) | S moyenne (m ²) | di (m) | Volume(m ³) |
| | 1 | 0 | 3.01 | 45.64 | 137.4 |
| | 2 | 6.02 | 8.01 | 45.64 | 365.5 |
| | 3 | 10.0 | 11.62 | 45.64 | 530.6 |
| | 4 | 13.3 | 6.63 | 45.64 | 302.5 |
| | 5 | 0 | 0.00 | 45.64 | 0.0 |
| | | | | Volume total | 1336.0 |

- Volume des terres végétales

Tableau IV.7 : Volume des terres végétales

| | | | | |
|---|----------------------|--|-------|--------------------------|
| N | Si (m ²) | S _{moyenne} (m ²) | di(m) | Volume (m ³) |
| 1 | 0 | 1.64 | 45.64 | 75.0 |
| 2 | 3.29 | 4.37 | 45.64 | 199.4 |
| 3 | 5.5 | 6.34 | 45.64 | 289.4 |
| 4 | 7.2 | 3.62 | 45.64 | 165.0 |
| 5 | 0 | 0.00 | 45.64 | 0.0 |

Le Volume de drain (drain vertical, tapis drainant, drain prisme)

Tableau IV.8 : Volume (drain vertical, tapis drainant, drain prisme)

| | N | Si (m ²) | S moyenne (m ²) | Di (m) | Volume (m ³) |
|-------------------|------|----------------------|-----------------------------|--------------|--------------------------|
| V(drain vertical) | 1.00 | 0.00 | 1.12 | 45.64 | 51.1 |
| | 2 | 2.24 | 2.93 | 45.64 | 133.6 |
| | 3 | 3.6 | 4.04 | 45.64 | 184.2 |
| | 4 | 4.5 | 2.23 | 45.64 | 101.8 |
| | 5 | 0 | 0.00 | 45.64 | 0.0 |
| | | | | Volume total | 470.7 |
| V(tapis drainant) | 1.00 | 0.00 | 8.25 | 45.64 | 376.5 |
| | 2 | 16.50 | 20.87 | 45.64 | 952.3 |
| | 3 | 25.2 | 29.22 | 45.64 | 1333.4 |
| | 4 | 33.2 | 16.60 | 45.64 | 757.6 |
| | 5 | 0 | 0.00 | 45.64 | 0.0 |
| | | | | Volume total | 3419.8 |
| V(drain prisme) | 1.00 | 0.00 | 0.82 | 45.64 | 37.5 |
| | 2 | 1.64 | 2.51 | 45.64 | 114.6 |
| | 3 | 3.4 | 4.52 | 45.64 | 206.1 |
| | 4 | 5.7 | 2.83 | 45.64 | 128.9 |
| | 5 | 0 | 0.00 | 45.64 | 0.0 |
| | | | | Volume total | 487.1 |
| | | Volume total | 4377.6 | | |

IV-5.2. Barrage zoné (à noyau)

Le principal avantage de cette variante est que tous les matériaux nécessaires à sa confection sont disponibles à bon escient à proximité du site du barrage .cela permet d'une part de réduire significativement les dépenses liées aux engins de transport pour l'acheminement des matériaux ,et d'autre part ,la proximité de la zone d'emprunt permet de gagner énormément en temps en écourtant le délai de réalisation . Pour un barrage d'une hauteur de 9.38 m les pentes des talus amont varié entre (2÷2 ,5) et aval (2÷2,5).

▪ Le volume du noyau

Tableau IV.9 : Volume du noyau

| N | Si (m ²) | S moyenne (m ²) | di(m) | Volume (m ³) |
|---|----------------------|-----------------------------|--------------|--------------------------|
| 1 | 0 | 6.07 | 45.64 | 276.8 |
| 2 | 12.13 | 18.17 | 45.64 | 829.1 |
| 3 | 24.2 | 16.12 | 45.64 | 735.7 |
| 4 | 8.0 | 8.04 | 45.64 | 366.9 |
| 5 | 0 | 0.00 | 45.64 | 0.0 |
| | | | Volume total | 2208.5 |

▪ Recharge

Tableau IV.10 : Volume des recharges

| N | Si (m ²) | S moyenne (m ²) | di(m) | Volume (m ³) |
|---|----------------------|-----------------------------|--------------|--------------------------|
| 1 | 0 | 24.815 | 45.64 | 1132.5566 |
| 2 | 49.63 | 83.115 | 45.64 | 3793.3686 |
| 3 | 116.6 | 177.03 | 45.64 | 8079.6492 |
| 4 | 237.5 | 118.73 | 45.64 | 5418.8372 |
| 5 | 0 | 0 | 45.64 | 0 |
| | | | Volume total | 18424.412 |

▪ La protection du talus

Le volume (gravier +sable +enrochement) est le même pour la première variante (digue homogène)

Tableau IV.11 : Volume (sable +gravier+enrochement)

| | | | | | |
|----------------|---|----------------------|-----------------------------|--------|-------------------------|
| V(sable) | N | Si(m ²) | S moyenne (m ²) | di (m) | Volume(m ³) |
| | 1 | 0 | 0.82 | 45.64 | 37.5 |
| | 2 | 1.64 | 2.18 | 45.64 | 99.7 |
| | 3 | 2.7 | 3.17 | 45.64 | 144.7 |
| | 4 | 3.6 | 3.62 | 45.64 | 165.0 |
| | 5 | | 0 | 45.64 | 0.0 |
| | | | | | Volume total |
| V(gravier) | N | Si (m ²) | S moyenne (m ²) | di (m) | Volume(m ³) |
| | 1 | 0 | 1.10 | 45.64 | 50.0 |
| | 2 | 2.19 | 2.91 | 45.64 | 132.9 |
| | 3 | 3.6 | 4.23 | 45.64 | 192.9 |
| | 4 | 4.8 | 4.82 | 45.64 | 220.0 |
| | 5 | 0 | 0 | 45.64 | 0.0 |
| | | | | | Volume total |
| V(enrochement) | N | Si (m ²) | S moyenne (m ²) | di (m) | Volume(m ³) |
| | 1 | 0 | 3.01 | 45.64 | 137.4 |
| | 2 | 6.02 | 8.01 | 45.64 | 365.5 |
| | 3 | 10.0 | 11.62 | 45.64 | 530.6 |
| | 4 | 13.3 | 6.63 | 45.64 | 302.5 |
| | 5 | 0 | 0.00 | 45.64 | 0.0 |
| | | | | | Volume total |

- **Volume des terres végétales**

Tableau IV. 12: Volume des terres végétales

| | | | | |
|---|----------------------|-----------------------------|-------|--------------------------|
| N | Si (m ²) | S moyenne (m ²) | di(m) | Volume (m ³) |
| 1 | 0 | 1.64 | 45.64 | 75.0 |
| 2 | 3.29 | 4.37 | 45.64 | 199.4 |
| 3 | 5.5 | 6.34 | 45.64 | 289.4 |
| 4 | 7.2 | 3.62 | 45.64 | 165.0 |
| 5 | 0 | 0.00 | 45.64 | 0.0 |

- **Le volume de drain (tapis drainant, drain prisme)**

Tableau IV.13: Volume des recharges

| Tapis drainant | N | Si(m ²) | S moyenne (m ²) | Di (m) | Volume(m ³) |
|----------------|---|---------------------|-----------------------------|---------------------|-------------------------|
| Tapis drainant | 1 | 0 | 8.25 | 45.64 | 376.5 |
| | 2 | 16.50 | 20.87 | 45.64 | 952.3 |
| | 3 | 25.2 | 29.22 | 45.64 | 1333.4 |
| | 4 | 33.2 | 16.60 | 45.64 | 757.6 |
| | 5 | 0 | 0.00 | 45.64 | 0.0 |
| | | | | volume total | 3419.8 |
| Drain prisme | 1 | 0 | 0.82 | 45.64 | 37.5 |
| | 2 | 1.64 | 2.51 | 45.64 | 114.6 |
| | 3 | 3.4 | 4.52 | 45.64 | 206.1 |
| | 4 | 5.7 | 2.83 | 45.64 | 128.9 |
| | 5 | 0 | 0.00 | 45.64 | 0.0 |
| | | | | Volume total | 487.1 |

IV-5.3.Barrage en enrochement avec un masque en béton

- **Recharge (enrochement)**

Tableau IV.14: Volume des recharges

| N | Si (m ²) | S moyenne (m ²) | di(m) | Volume (m ³) |
|---|----------------------|-----------------------------|---------------------|--------------------------|
| 1 | 0 | 30.88 | 45.64 | 1409.41454 |
| 2 | 61.76 | 101.26 | 45.64 | 4621.60909 |
| 3 | 140.8 | 193.13 | 45.64 | 8814.59582 |
| 4 | 245.5 | 122.75 | 45.64 | 5602.40128 |
| 5 | 0 | 0.00 | 45.64 | 0 |
| | | | Volume total | 20448.0207 |

- **Masque en béton**

Tableau IV.15 : Volume du masque en béton

| N | Si (m ²) | S moyenne (m ²) | di (m) | Volume (m ³) |
|------|----------------------|-----------------------------|---------------------|--------------------------|
| 1.00 | 0 | 1.92 | 45.64 | 87.5 |
| 2 | 3.83 | 5.10 | 45.64 | 232.6 |
| 3 | 6.4 | 7.40 | 45.64 | 337.6 |
| 4 | 8.4 | 8.44 | 45.64 | 385.0 |
| 5 | 0 | 0.00 | 45.64 | 0.0 |
| | | | Volume total | 1042.7 |

Pour le talus amont on prévoit une protection semblable pour les deux autres variante donc on fait le même calcul pour le volume (sable, gravier , enrochement) et on aura les mêmes résultats.

Tableau IV.16 : Volume (sable+gravier+enrochement)

| Matériau | Volume (m ³) |
|-------------|--------------------------|
| Sable | 446.9 |
| Gravier | 595.9 |
| Enrochement | 1336 |

IV-5.4.Estimation du cout des variantes

Tableau IV.17 : Les couts des variantes étudiées

| Variante | Matériau | Quantité (m3) | Prix unitaire (DA) | Cout (MDA) |
|--|-----------------------|---------------|--------------------|----------------------|
| Barrage en terre homogène avec un drain vertical | Recharge (argile) | 20448.0207 | 450 | 9.20160932 |
| | Sable | 629.46 | 600 | 0.377676 |
| | Gravier | 778.37 | 600 | 0.467022 |
| | Enrochement | 1336 | 800 | 1.0688 |
| | Drain ** | 4377.6 | 600 | 2.62656 |
| | Produits asphaltiques | 273.855 | 1000 | 0.273855 |
| | Terre végétale | 728.8 | 300 | 0.218640 |
| | | | | Le cout total |
| Barrage zoné (à noyau) | Recharge | 18424.412 | 600 | 11.0546472 |
| | Le noyau | 2208.5 | 450 | 0.993 |
| | Sable | 629.46 | 600 | 0.377676 |
| | Gravier | 778.37 | 600 | 0.467022 |
| | Enrochement | 1336 | 800 | 1.0688 |
| | Drain* | 3906.9 | 600 | 2.34414 |
| | Produits asphaltiques | 273.855 | 1000 | 0.273855 |
| | Terre végétale | 728.8 | 300 | 0.218640 |
| | | | | Le cout total |
| Barrage en enrochement avec un masque en béton | Recharge | 20448.0207 | 1200 | 24.5376248 |
| | Le masque en béton | 1042.7 | 45000 | 46.9215 |
| | Gravier | 778.37 | 600 | 0.467022 |
| | Sable | 629.46 | 600 | 0.377676 |
| | Enrochement | 1336 | 800 | 1.0688 |
| | Produits asphaltique | 273.855 | 1000 | 0.273855 |
| | | | | Le cout total |

- drain** (y est compris : le drain vertical et le drain tapis et aussi le drain prisme).
- drain* (y est compris : le drain tapis et aussi le drain prisme).

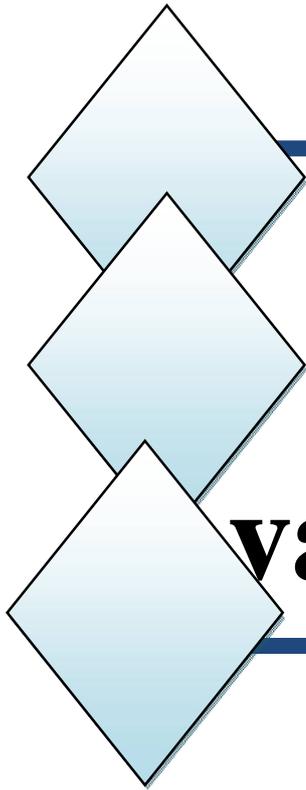
Conclusion

D'après les résultats, on favorise la première variante (digue homogène avec un drain vertical) ; car elle est facile dans sa réalisation ainsi, on peut garantir la quantité suffisante des matériaux pour la réalisation (D'après le rapport géologique et géotechnique). De plus elle est économique en comparant avec les deux autres, avec un cout total (**14.2341623 MDA**)

Donc elle est plus avantageuse.

Cette variante doit remplir les conditions suivantes :

- Une imperméabilité suffisante.
- Insoluble dans l'eau.
- Une faible teneur en matière organique (<5%).
- Ne pas se fissurer sous l'effet des tassements.
- Une grande résistance au cisaillement et un maximum de densité sèche.



Chapitre V :
Etude de la
variante retenue

V .Description générale de l'aménagement

La retenue collinaire sera projeté au lieu dit « Douar Ouled Salah » au Sud Est de la commune et Daïra d'El Hachimia dans la Wilaya de Bouira.

Pour y accéder, il faut prendre la route menant de Bouira (CW n° 97) qui part d'El Hachimia vers Hammam Ksana .Le site se trouve au Sud de cette route à une distance de 300 m. La digue est en terre homogène avec un drain vertical comme la figure suivante montre :

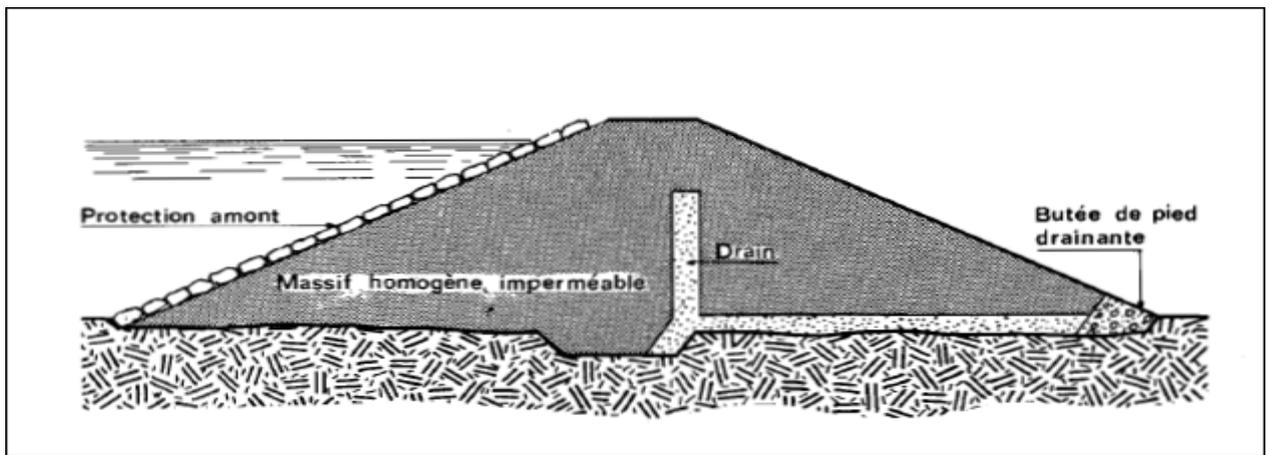


Figure V.1 : Barrage en remblai homogène avec un drain vertical

V-1 .Classification de l'ouvrage

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. Pour déterminer la classe de notre barrage nous nous sommes basé sur le tableau suivant :

Tableau V.1 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

| Type de sol de fondation | Classe des barrages | | | |
|---|-----------------------|--------|-------|-----|
| | I | II | II | IV |
| | Hauteur de barrage(m) | | | |
| Sol rocheux | >100 | 70÷100 | 25÷70 | <25 |
| Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique | 75 | 35÷75 | 15÷35 | <15 |
| Terrain argileux plastique | > 50 | 25÷50 | 15÷25 | <15 |

D'après le tableau V.1 notre barrage est classé dans catégorie **IV**

V-2. Les dimensions de la variante choisie

V-2.1 La hauteur du barrage

$$H_b = \text{NPHE} - C_f + R + t + a \quad (\text{V.1})$$

Où :

NPHE : niveau de plus hautes eaux.

C_f : cote du fond.

R : Revanche en (m).

a : hauteur libres de sécurité (réserve constructive) ; entre 0,40 et 0,60 m.

Avec : NPHE = 765.55m. NGA ; $C_f = 758$ m NGA ; R = 1.02 m ; $t = (0.5 ; 1.5)\% \cdot H_b$

On prend : $t = 0,136$ m et $a = 0,5$.

A.N : $H_b = 9,38$ m.

V-2.2 .Largeur en crête

On opte pour une largeur de crête égale à : $b_{cr} = 5$ m.

V-2.3 .La pente des talus

Dans le but d'effectuer une conception préliminaire de la digue, on peut utiliser les valeurs d'orientation qui sont données dans le tableau suivant; elles doivent être vérifiées avec un calcul de stabilité postérieur. (Voire Tableau III.58 dans le chapitre précédent).

On prend les fruits des talus avals et amont respectivement : $m_1 = 2.5$ et $m_2 = 2.5$

V-2.4 .Les bermes : Talus aval

Les bermes au talus aval sert a l'évacuation des eaux de ruissellement, il y une berme au talus aval à la cote 763 m NGA avec une largeur de 4m.

V-3 .Revêtement des talus de la digue

La protection des talus dans les barrages en terre est utilisée pour éviter l'érosion ou l'agression causée par l'action des vagues d'une part et par les pluies d'une autre part. Alors, les facteurs qui influencent sur le choix et sur la conception du type de revêtement sont essentiellement :

1. Hauteur de la montée subite.
2. Fluctuations du niveau du barrage.
3. Matériaux des barrages.
4. Conditions climatiques.
5. Importance de l'ouvrage

- **Le talus aval**

On doit concevoir le revêtement pour éviter l'érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau. Pour sa protection, l'utilisation d'une terre végétale avec des épaisseurs entre 0,20 et 0,3 m est très commune. (On prend : $e=0,15$ m).

- **Le talus amont**

Il sera protégé par un parement en Rip–Rap d'encrochement, l'épaisseur est donnée en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation, pour le gravier on préconise une couche d'épaisseur 20 cm et une épaisseur de 15 cm pour la couche de sable.

Pour des barrages réservoirs de petites dimensions (hauteur <10 m et volume de retenue proche de 50000 m^3) sont parfois réalisés en laissant le parement amont brut ou simplement protégé par la végétation. Si les vagues ne sont pas trop hautes une végétation aquatique ayant des tiges et des feuilles aériennes dressées peut fournir une protection suffisante et bon marché.

On va déterminer l'épaisseur de l'encrochement par deux méthodes :

TVA (Tennessee-Valley- Authority)

Préconise une formule empirique pour déterminer l'épaisseur minimum de la couche d'encrochement pour la protection du talus amont

$$e = c v^2 \quad (V.2)$$

Avec :

e : Epaisseur de l'encrochement en [m].

V : vitesse des vagues déterminées par formule de Gaillard en [m/s] ($V= 2.0145\text{m/s}$).

C : coefficient qui dépend du fruit du talus et du poids spécifique θ de l'encrochement utilisé.

($\theta =2,5 \text{ t/m}^3$).

Le coefficient est donné par le tableau ci-après : (pour notre cas : $C=0,036$ pour une pente : 1/2,5)

Tableau V.2 : Valeur de C en fonction de la pente du talus et du poids

| Pentes des talus | Valeurs de « c » pour différents poids spécifiques | | |
|------------------|--|-----------------|----------------|
| | $\theta = 2.5$ | $\theta = 2.65$ | $\theta = 2.8$ |
| 1 / 4 | 0.027 | 0.024 | 0.022 |
| 1 / 3 | 0.028 | 0.025 | 0.023 |
| 1 / 2 | 0.031 | 0.028 | 0.026 |
| 1 / 2.5 | 0.036 | 0.032 | 0.030 |
| 1 / 1 | 0.047 | 0.041 | 0.038 |

Donc : $e = 0,036 \cdot (2,0145)^2 = 0,146 \text{ m}$.

Les dimensions des éléments seront telles que 50 % de l'enrochement soit constitué de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé par la relation suivante :

$$W = 0,52 \cdot \theta \cdot e^3 \quad (V.3)$$

AN: $W = 0,004 \text{ tonne}$.

Le diamètre moyen d'une pierre réduite en sphère est :

$$D_p = (W/0.524 \cdot \theta)^{1/3} \quad (V.4)$$

AN : $D_p = 0.145 \text{ m}$

Methode US Army

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

Tableau V.3: Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues

| Hauteur des vagues (m) | Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m) | Dmin(m) |
|------------------------|---|---------|
| 0,0 ÷ 0,3 | 0,30 | 0,20 |
| 0,3 ÷ 0,6 | 0,35 | 0,25 |
| 0,6 ÷ 1,2 | 0,40 | 0,30 |
| 1,2 ÷ 1,8 | 0,45 | 0,35 |
| 1,8 ÷ 2,4 | 0,50 | 0,40 |
| 2,4 ÷ 3,0 | 0,55 | 0,45 |

Pour notre cas $h_v = 2.0145 \text{ m/s}$ Donc on aura d'après le tableau précédent :

$$D_{\min} = 0,45\text{m} \quad \text{et} \quad e_{\min} = 0,55 \text{ m}$$

Conclusion

D'après les résultats obtenus, on opte pour le dimensionnement de la digue homogène, une épaisseur de couche d'enrochement $e=55\text{cm}$ et un diamètre moyen de 45cm (pour la protection du talus amont).

V-4. Protection de la crête

La crête facilite la circulation sur le barrage une fois terminé, elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. La digue sera revêtue d'une couche de produit asphaltique de 30 cm d'épaisseur, et une couche de gravier (20 cm) et une autre de sable ($e=20\text{cm}$) afin d'éviter les fissures dues au retrait des matériaux argileux et de permettre en plus le passage (en principe exceptionnel) d'un véhicule

V-5. Etanchéité du barrage

V-5.1 La clé d'étanchéité

En principe, le remblai peut reposer directement sur les sédiments, à la base des sédiments. Ce constat implique de prévoir une clé de remblai jusqu'au rocher afin de réduire les risques de fuite au travers de ces sédiments peu étanches. Les matériaux excavés pour la réalisation de cette clé pourront être réutilisés pour le remblai. La profondeur de la clé d'étanchéité est exécutée jusqu'à 3 m , avec des talus $m_1=m_2=1$.

V-5.2 Disposition des drains et filtres dans un barrage en terre

- Drain tapis

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

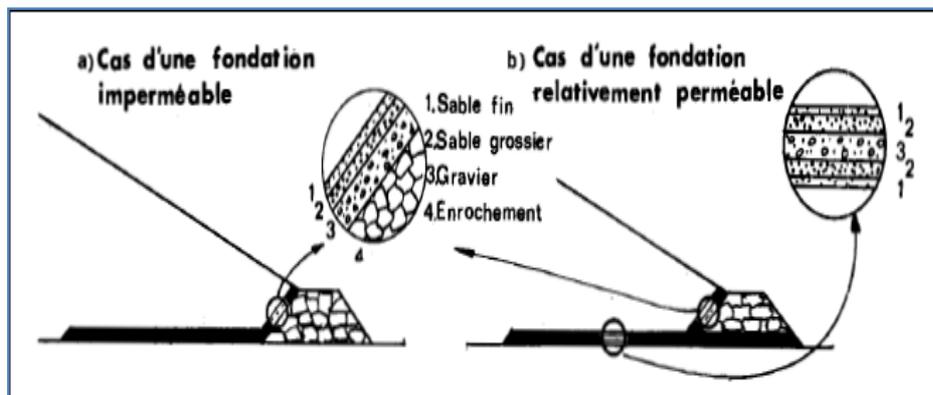


Figure IV.2. : Drain tapis filtrant

• **Drain vertical**

Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration. Un tel drain est constitué d'un rideau d'une largeur minimale de 1 m. En matériau grossier (graviers et sables) dont la granularité est choisie de manière à ce que les conditions de filtre soient réalisées. Ce rideau peut être mise en œuvre par déversement du matériau convenable dans une tranchée d'une profondeur de 1.50 à 2 m, recreusée dans le massif compacté, au fur et à mesure de l'avancement du terrassement du barrage.

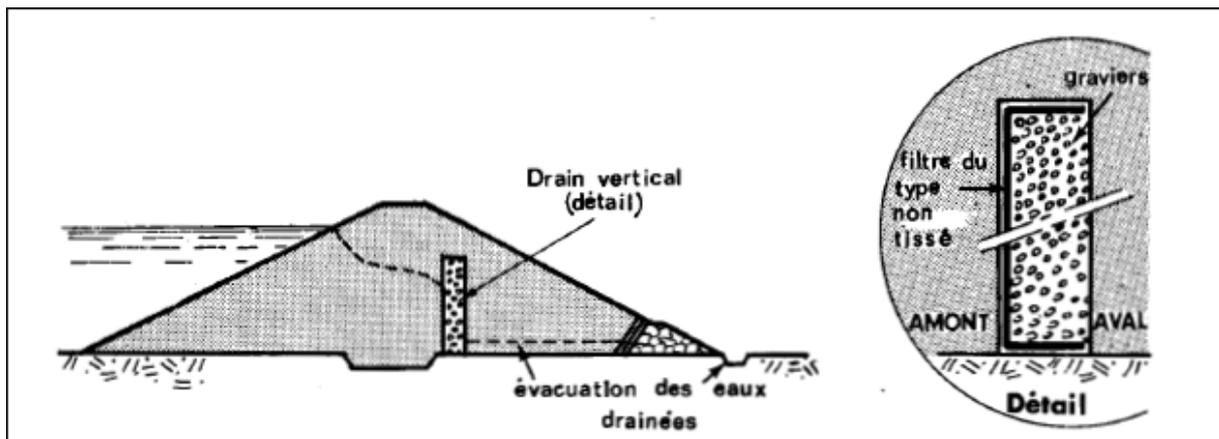


Figure IV. 3: Drain vertical

La longueur du drain tapis :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \quad (V.5)$$

Avec : L_b : longueur transversale du barrage ($L_b = 51,9\text{m}$).

Donc : $L_d = 17,3\text{ m}$.

V-5.4 Le prisme de drainage

Permettre de :

- ✓ Recevoir et évacuer les eaux infiltrées à travers le corps du barrage et sa fondation.
- ✓ Rabattre la ligne phréatique le plus basse possible.
- ✓ Réduire les pressions interstitielles dans certaines parties du corps du barrage.

• **Fruits des talus :**

$m_1 = (1 \div 2)$ on prend $m_1 = 1$
 $m_2 = (1,5 \div 2,5)$ on prend $m_2 = 1,5$

• **Hauteur de drain :**

$$H_{dr} = (0,15 \text{ à } 0,2) H_b \quad (V.6)$$

Avec :

H_b = la hauteur de barrage ($H_b = 9,38\text{ m}$).

On prend : $H_{dr} = 0,2 \cdot H_b$
 $H_{dr} = 1,87 \text{ m.}$

- **La largeur au sommet :**

On prend : $B_{dr} = 1 \text{ m.}$

- **Largeur en base du drain :** Elle est exprimée par :

$$B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr} \quad (\text{V.7})$$

$$B = 5,67 \text{ m.}$$

V-5.5 Dimensionnement du drain vertical

Le drain vertical, placé au centre du barrage. La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de 1 m.

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant pour drainer les fondations, en assurant le lien entre le drain vertical et le drain tapis filtrant. Le niveau du drain vertical est aux points les plus hauts de saturation de remblai.

$$N_{dr} = 764.4 \text{ m NGA.}$$

V-5.6. Les filtres

La nécessité de placer des filtres entre des sols de granulométrie très différente est une pratique normale dans l'ingénierie. Les particules plus fines du sol peuvent être entraînées par les forces de filtration et produire le phénomène de renard. Pour éviter ce phénomène, on protège le sol soumis au flux d'eau.

La conception des filtres, doit obéir aux conditions suivantes :

- Ils doivent posséder une perméabilité plus élevée que le matériau à protéger, afin de servir de drain. Il est accepté dans la pratique que le matériau du filtre ait une perméabilité 100 fois plus élevée que celle du matériau à protéger.
- Ils doivent être suffisamment fines pour éviter le phénomène de renard.
- Le filtre ne doit pas être ni colmaté ni dégradé par entraînement de ses éléments.
- Le matériau ne doit pas subir de modifications ou de dégradation dans le temps.
- Ils ne doivent pas posséder plus de 5% de particules plus petites que le tamis 200 (0.074 mm) et ces dernières ne doivent pas être en plastique ; pour éviter la dégradation du filtre, on accepte les particules de 5 cm (2 pouces) comme taille maximale.

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établies par BERTRAM (Université de Harvard), basé 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).

$$\frac{D_{15}^{filtré}}{d_{85}^{sol}} \leq 4 \div 5 : \text{Condition d'entraînement des particules fines pour le phénomène de renard.}$$

$$\frac{D_{15}^{filtré}}{d_{15}^{sol}} > 4 \div 5 : \text{Condition de perméabilité.}$$

$$\frac{D_{50}^{filtré}}{d_{50}^{sol}} < 25 : \text{Condition de parallélisme des courbes granulométriques.}$$

$$\frac{D_{60}^{filtré}}{D_{10}^{filtré}} \leq 20 : \text{Condition d'uniformité du filtre.}$$

La perméabilité du matériau de filtre peut raisonnablement être estimée par l'expression :

Critères de conception :

$$K=0.35(D_{15})^2 \tag{V.8}$$

Ou :

D₁₅ en mm.

K : obtenue en cm/s.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

Couches horizontales de sables.....0, 15 m.

Couches horizontales de graviers.....0, 30 m.

Couches verticales ou inclinées1,00 m.

V-5.6.1 Calcul des filtres

Les filtres sont une succession de couches de granulométrie très variée .Ils sont situés :

- Au pied aval du barrage.
- A la protection du talus amont (zone de transition entre l'eau et les recharges).
- Entre le tapis filtrant et les recharges.

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard.

Détermination du fuseau granulométrique du filtre

Détermination de la courbe granulométrique des filtres :

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \quad ; \quad 12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

D_{15}, D_{50} : Diamètre de filtre.

d_{15}, d_{50} : Diamètre du sol à protéger.

On a :

$$d_{15} = 0,0003 \text{ mm} \quad \text{et} \quad d_{50} = 0,0012 \text{ mm}$$

La première couche de filtre est entre des terres du corps du barrage (argile) et la première couche de drain, a les limites suivantes :

$$12. d_{15} < D_{15} < 40. d_{15} \quad \text{et} \quad 12. d_{50} < D_{50} < 58. d_{50}$$

$$0,0036 \text{ mm} < D_{15} < 0,012 \text{ mm} \quad \text{et} \quad 0,0144 \text{ mm} < D_{50} < 0,069 \text{ mm}$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0,0078 \text{ mm} \quad \text{et} \quad D_{50} = 0,0417 \text{ mm}.$$

$$D_{17}^F = \frac{D_{pv}}{0,32 * \sqrt[6]{\eta_F} * (1 + 0,05 * \eta_F)} * \frac{1 - n}{n} \tag{V.9}$$

Où :

$$\eta_F : \text{coefficient d'homogénéité du sol du filtre} \quad \eta_F = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

n : la porosité de filtre : $n = 0,4 - 0,1 \cdot \log(U_F)$.

D_{pv} : diamètre des particules soumises à un effet de voutes $D_{pv} = (3 \text{ à } 4) \cdot d_{15}$

d_{15} : Diamètre des particules du sol protégé à 15%.

On déterminera aussi le diamètre minimum D_{min} en fonction de

D_{17} :

$$D_{min} = \frac{D_{17}}{1 + 0,2 \cdot (1,7)^x} \tag{V.10}$$

Ou : $x = 1 + 1,28 \cdot \log(U_F)$

Les autres valeurs de « D_i » sont déterminées par la formule suivante :

$$D_i = [1 + 0,2 \cdot (0,1^i)^x] \cdot D_{min}$$

AN:

$$\eta_F = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 10$$

$X = 2,28. \quad n = 0,3.$

$D_{17} = 0,0055 \text{ mm.} \quad D_{\min} = 0,0033 \text{ mm.}$

Les résultats de la 1ère couche sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Récapitulatif des résultats de la 1ère couche de filtre

| D ₁₇ (mm) | D _{min} (mm) | D ₁₀ (mm) | D ₁₅ (mm) | D ₂₀ (mm) | D ₅₀ (mm) | D ₆₀ (mm) | D ₈₀ (mm) | D ₁₀₀ (mm) |
|----------------------|-----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|
| 0,0055 | 0,0033 | 0.0036 | 0.00451 | 0.0059 | 0.026 | 0.038 | 0.072 | 0.117 |

La deuxième couche des filtres on la détermine de fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$$0,084 \text{ mm} < D_{15} < 0,28 \text{ mm.}$$

$$0,36 \text{ mm} < D_{50} < 1,74 \text{ mm.}$$

D’où la courbe granulométrique moyenne a les dimensions suivantes :

$D_{15} = 0,182 \text{ mm.}$

$D_{50} = 1,05 \text{ mm.}$

On a fait les mêmes étapes que le premier filtre :

$$\eta_F = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 17.85$$

$X = 2,60. \quad n = 0,27. \quad D_{17} = 0,1467 \text{ mm.} \quad D_{\min} = 0,0817 \text{ mm.}$

Tableau V.5 : Récapitulatif des résultats de la 2ème couche de filtre

| D ₁₇ (mm) | D _{min} (mm) | D ₁₀ (mm) | D ₁₅ (mm) | D ₂₀ (mm) | D ₅₀ (mm) | D ₆₀ (mm) | D ₈₀ (mm) | D ₁₀₀ (mm) |
|----------------------|-----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|
| 0,1467 | 0.0817 | 0,09804 | 0,1285 | 0,1807 | 1,1546 | 1,805 | 3.723 | 6.586 |

Vérification de l’absence de renard dans le sol des filtres

Pour le Filtre n° 1 :

Condition 1

$$\frac{D_{50}}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05 \eta) \frac{n}{1 - n}$$

(V.4)

Où :

$$\eta : \text{Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre} \quad \eta = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

n : Porosité du sol en fonction d'unité.

AN:

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.625$$

$$0,32 \sqrt[5]{\eta} \cdot (1 + 0,05 \eta) \frac{n}{1 - n} = 0.430$$

La condition est vérifiée pour la première couche de filtre donc : il n'y a pas un risque d'apparition du phénomène du renard dans la première couche de filtre.

Condition 2 : Condition de (TERZAGUI ,1942) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \quad (IV.5)$$

Où :

D_{15} : Diamètre de filtre.
 D_{85} : Diamètre du sol à protéger.

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = 0,012 < 5$$

La condition est vérifiée, donc pas de phénomène de renard dans le sol.

Pour le Filtre n °2 :

Condition 1 : $\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[5]{\eta} (1 + 0.05 \eta) \frac{n}{1 + n}$

AN :

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.573 \geq 0.32 \sqrt[5]{\eta} (1 + 0.05 \eta) \frac{n}{1 + n} = 0.462$$

La condition est vérifiée, donc non-existence du phénomène de renard.

Condition 2 : Condition de (TERZAGUI ,1942) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \quad (IV.5)$$

Où :

D_{15} : Diamètre de filtre.
 D_{85} : Diamètre du sol à protéger.

AN :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = 2,53 < 5$$

La condition est vérifiée.

Conclusion

Après vérifier les conditions, on prévoit :

- ✓ Une première couche de filtre en sable d'épaisseur =15 cm.
- ✓ La deuxième couche est en gravier d'épaisseur =30 cm.
- ✓ L'enrochement d'épaisseur = 50 cm.

V-6.Calcul des infiltrations à travers le corps de la digue

V-6.1 .Objectif de calcul d'infiltration

L'objectif de cette partie est de déterminer :

- La zone submergée du corps de la digue.
- Les pressions interstitielles.
- Le tracé de la ligne de saturation.
- Le débit de fuite à travers le corps.

V-6.2. Définition

On appelle ligne phréatique à travers le corps de la digue, la ligne correspondante à la pression hydrostatique nulle. Cette ligne est parfois appelée improprement ligne de saturation située au-dessus de la ligne phréatique à une distance correspondante à l'élévation capillaire de l'eau de saturation.

V-6.3. Tracé de la ligne de saturation

Il existe plusieurs méthodes de calcul de filtration à travers des barrages en terre : les méthodes expérimentales, hydromécaniques et les méthodes hydrauliques.

Pour le tracer de la ligne de saturation, on utilise les méthodes grapho-analytique de KOZENY.

Admission dans les calculs de filtrations hydrauliques des barrages en terre :

1. On admet la filtration dans un seul plan
2. On prend les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan comme nulles
3. On suppose que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope.

4. La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol des barrages en terre homogène, mais elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

KOZENY a montré que, dans un barrage en terre, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer (o) est situé au pied du parement aval l du barrage (fin du drain). L'équation de cette parabole est donnée par :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad (V.15)$$

Où

$$y_0 = \sqrt{(h^2 + d^2)} - d$$

d : Largeur de base du massif.

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

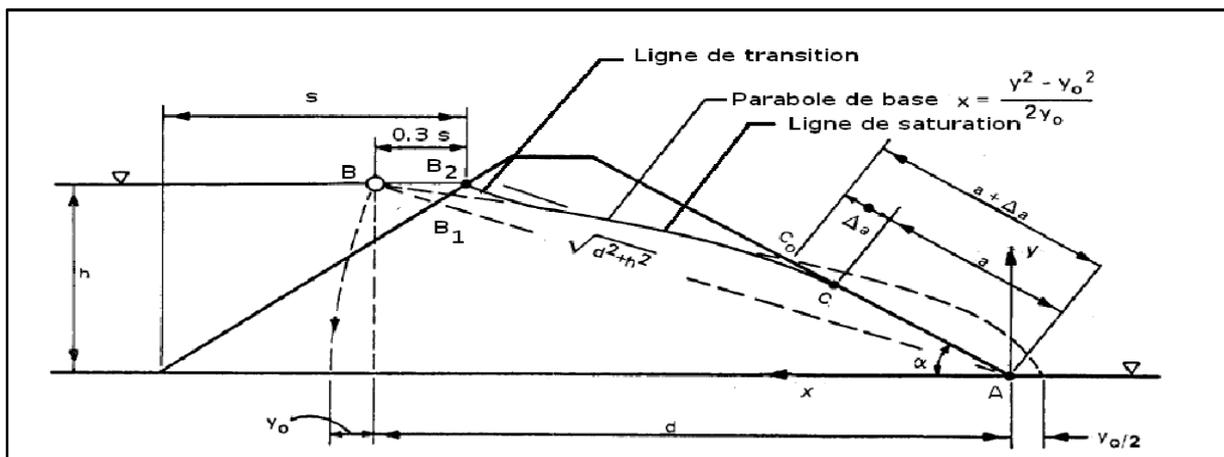


Figure V.4 : Schéma de calcul de la ligne de saturation

$$h=6.4 \text{ m} \quad \text{et} \quad S=m \cdot h \quad S=16 \text{ m}$$

$$d= L - 0.7.S \quad \text{et} \quad L=51.m \quad d=40.7 \text{ m}$$

$$y_0=0,5 \text{ m}$$

Au : NNR : h= 6.4 m

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$y^2 = x + 0.25$$

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau suivant :

Tableau V.6 : Coordonnées de la parabole de KOZENY

| | | | | | | | | | | | |
|------|-------|-------|---------|--------|--------|--------|---------|--------|--------|-------|---------|
| X(m) | 0 | 2 | 4 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 | 20 |
| y(m) | 0.5 | 1.5 | 2.06155 | 2.5 | 2.8723 | 3.2016 | 3.5 | 3.775 | 4.0311 | 4.272 | 4.5 |
| X(m) | 22 | 24 | 26 | 28 | 30 | 32 | 34 | 36 | 38 | 40 | 40.7 |
| Y(m) | 4.717 | 4.924 | 5.1235 | 5.3151 | 5.5 | 5.6789 | 5.85235 | 6.0208 | 6.185 | 6.344 | 6.39922 |

Le point C₀ de la parabole avec la face aval traduit en coordonnées polaire ;

L'origine étant au foyer O par la relation :

$$\rho = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} \tag{V.16}$$

Où:

ρ : rayon polaire ;
 α : angle polaire avec l'axe de la parabole.

Soit a=OC, avec C point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval.

$$\Delta a = C_0C \tag{V.17}$$

Nous allons alors un système d'équation :

$$\begin{cases} \rho = a + \Delta a \\ \theta = \alpha \end{cases}$$

Nous aurons alors :
$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} \tag{V.18}$$

A partir de l'abaque de Cazagrande (1937) l'angle est en fonction du rapport $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$

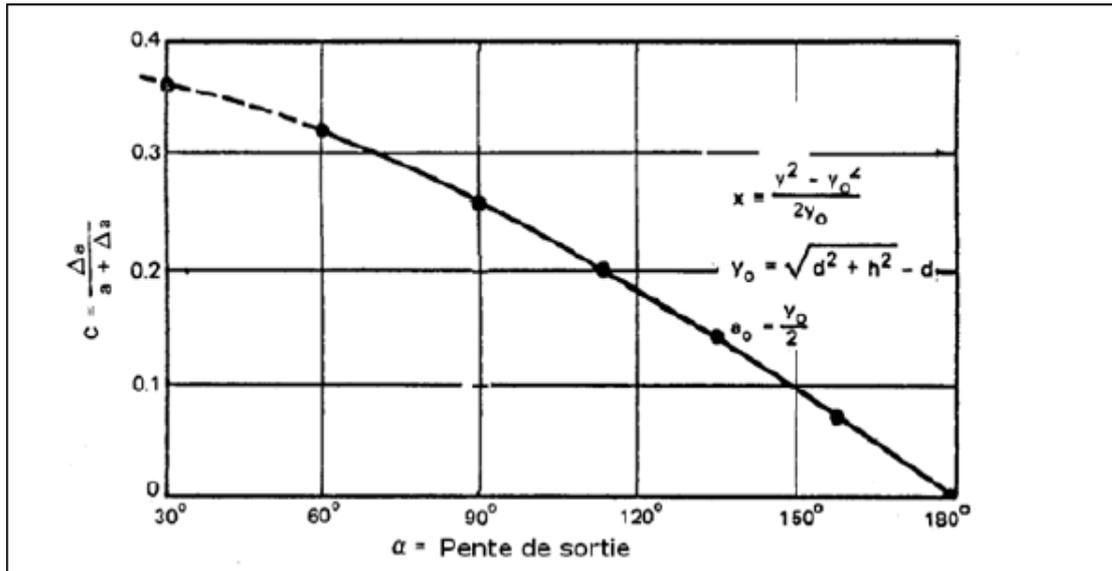


Figure V.5 : Caractéristique de la ligne de saturation déterminée à partir du rapport $\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = f(\alpha)$, d'après Casagrande (1937).

On a : $\alpha < 30^\circ$ donc :
 $a = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cdot \cot^2(\alpha)}$
 $a = 0.58 \text{ m}$.

V-6. 4. Calcul du débit d'infiltration (débit de fuite)

a. à travers le corps du barrage

Nous appliquons la loi de Darcy pour le calcul du débit de fuite à travers le barrage
 $q = K.I.A$ (V.19)

Avec :

- q : débit d'infiltration ($\text{m}^3/\text{s}/\text{ml}$).
- I : gradient hydraulique.
- K : Coefficient de perméabilité. ($K = 8,5 \cdot 10^{-7} \text{ c m / s}$).
- A : section d'infiltration par unité de longueur.

- Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = (dy / dx)$ et $A = y.1$

$$q = K.y (dy/dx) \quad (V.20)$$

Avec : $y \cdot dy/dx = y_0$

D'où : $q = K.y_0$ ($\text{m}^3/\text{s}/\text{ml}$)

- Le débit total à travers le barrage sera : $Q = q.L$

AN : $y_0 = 0,5 \text{ m}$ et $K = 8,5 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$

$$q = 8,5 \cdot 10^{-9} \cdot 0,5 = 4,25 \cdot 10^{-9} \text{ (m}^3/\text{s/ml)}.$$

$$\text{Donc: } Q_I = q \cdot L = 4,25 \cdot 10^{-9} \cdot 182,57 = 7,75 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_I = 7,75 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s} = 7,75 \cdot 10^{-4} \text{ l/s.}$$

b. le débit de fuite à travers la fondation

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy.

$$q = K \cdot I \cdot A$$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité. (K=8,5.10⁻⁹m/s)

$$I = H_e / L_b \tag{V.21}$$

(H_e= charge de la retenue= 6,4 (mce) , L_b= 51,9 m L'emprise du barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. A=T.1 (T=2,5m Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où: $q = K \cdot I \cdot T$

$$\text{AN: } q = 8,5 \cdot 10^{-9} \cdot (4,6/51,9) \cdot 2,5 = 1,89 \cdot 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s/ml.}$$

$$\text{Donc : } Q_F = q \cdot L = 1,89 \cdot 10^{-9} \cdot 182,57 = 5,29 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$Q_f = 5,29 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$\text{Débit total d'infiltration : } Q = Q_F + Q_I = 5,29 \cdot 10^{-7} + 7,75 \cdot 10^{-7} = 13,04 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_T = 13,04 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$Q_T = 13,04 \cdot 10^{-4} \text{ l/s.}$$

V-6. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

V-6.1. Dispositif d'étanchéité

La résistance d'infiltration du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = (dh / \delta n) < I_{adm}$$

Avec:

ΔH : perte de charge dans le corps de la digue.

δn : épaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; déterminé à partir du tableau suivant :

Tableau V.7: Classification des barrages

| Classe de l'ouvrage | Sol de fondation | |
|---------------------|------------------|--------------|
| | Rocheux | Meuble |
| I | $H_b > 100$ m | $H_b > 50$ |
| II | De 50 à 100 m | De 25 à 50 m |
| III | De 20 à 50 m | De 15 à 25 m |
| IV | $H_b < 20$ m | $H_b < 15$ m |

A partir de ce tableau, notre barrage appartient à la classe IV.

Tableau V.8 : Gradient admissible à travers le remblai terreux

| Type de sol | Classe de l'ouvrage | | | |
|------------------|---------------------|------|------|------|
| | I | II | III | IV |
| Argile compactée | 1.5 | 1.5 | 1.8 | 1.95 |
| Limon | 1.05 | 1.15 | 1.25 | 1.35 |
| Sable moyen | 0.7 | 0.8 | 0.9 | 1.00 |
| Limon sableux | 0.51 | 0.65 | 0.75 | 0.85 |
| Sable fin | 0.45 | 0.55 | 0.65 | 0.75 |

$$I_{adm} = 1,95 \quad \text{et} \quad \Delta H = 6,4 \text{ m}; \quad \delta n = 28,45 \text{ m} \quad \text{donc} \quad I = 0,225 \leq I_{adm}$$

D'où la résistance à l'infiltration du sol du barrage est assurée.

V-6.2. Fondation du barrage

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$$I < I_{cr} / K_s \tag{V.22}$$

Avec :

I_{cr} : gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type du sol de la fondation.

Il est donné par le tableau suivant :

Tableau V.9 : Gradient admissible pour les fondations d'un remblai

| Type de sol | Classe de l'ouvrage |
|------------------|---------------------|
| | IV |
| Argile compactée | 1,08 |
| Limon | 0,54 |
| Sable moyen | 0,48 |
| Limon sableux | 0,34 |
| Sable fin | 0,26 |

K_s : coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe de barrage d'après le tableau suivant

Tableau V.10 : Détermination de coefficient de sécurité

| Classe de l'ouvrage | I | II | III | IV |
|---------------------|------|------|------|------|
| K_s | 1.25 | 1.20 | 1.15 | 1.10 |

I_f : gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule suivante :

$$I_f = \frac{dh}{(L+0.88T_c')} \quad (V.23)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation. ($T_c=2.5m$).

H : charge d'eau ($H= 6,4 m$).

L : longueur à la base du barrage ($L=51.9 m$).

On a donc : **$I_f = 0,085$** .

La fondation est en argile ce qui donne ($I_{cr}=1.08$).

Notre barrage appartient à la classe IV ce qui donne ($K_s=1.10$).

On a donc : $I_{cr} / K_s = 0,98$.

Donc la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée.

V-7.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir pour l'essentiel à la définition de la géométrie de l'ouvrage dont les pentes des talus et des principes de drainage à appliquer. Il est évident qu'un barrage mal dimensionné est instable et porte d'une part préjudice à la sécurité des populations, aux exploitations agricoles et

aménagements situés à l'aval et d'autre part entraînera sûrement des travaux d'entretien et de reconstruction dont le coût pourrait influencer d'une manière négative sur l'économie locale. Schématiquement deux formes d'instabilité mécanique sont à signaler au niveau d'un barrage en remblai à savoir :

- Le glissement des talus.
- L'instabilité mécanique en fondation peu probable car le remblai sollicité moins sa fondation.

L'analyse de la stabilité du barrage consistera en la détermination des actions, combinaisons dont on retient les plus défavorables vis-à-vis du mécanisme de rupture envisagé.

Ici nous étudierons la stabilité vis-à-vis du risque de glissement des talus.

V-7.2. Stabilité des talus

Au début du 20^{ème} siècle plusieurs méthodes ont été développées pour le calcul de la stabilité d'un talus. En 1921, fut la découverte de la méthode des tranches dite méthode suédoise, confirmé par W.FELLENIUS (1927), puis améliorée en 1936 pour calculer la stabilité d'un talus pour la détermination du cercle critique. Par la suite Bishop (1955), BISHOP-MORGENSTERN (1960) MORGENSTERN-PRICE (1965), Spencer (1967), JANBU (1968) et de l'US.

Army Corps of Engineers (1970) ont donné des méthodes plus avancées de calcul suivant la nature des hypothèses de calculs sur les tranches du massif et sur la pression inertielle.

La vérification de la stabilité doit s'effectuer dans les situations suivantes

- Fin de construction (talus amont et aval).
- Fonctionnement normal (talus aval).
- Vidange rapide (talus amont).

V-7.3 Hypothèses de calcul par la méthode des tranches

Par définition, le coefficient F de sécurité au glissement est le rapport entre le moment cumulé des forces résistantes et celui des forces motrices. Le cercle qui conduit au coefficient minimal est le cercle critique. Il conduit au coefficient de sécurité du talus

Le principe de la méthode est fondé sur les hypothèses suivantes :

- La rupture se produit d'un coup sur la surface unique de glissement
- La résistance au cisaillement du sol est entièrement utilisée sur toute la surface de rupture
- Les courbes de glissements sont des arcs des cercles

- Le mouvement de la surface de terre est assimilé à une rotation autour du centre de cercle de glissement.
- Le coefficient de sécurité sera le rapport des mouvements par rapport au centre des cercles, des forces stabilisatrices et des forces déstabilisatrices
- Les interactions entre les tranches entre les tranches sont équilibrées verticalement et horizontalement.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

Soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixées et où déterminer à priori. Soit par une série de calculs dit dimensionnement, où l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

Le glissement des talus : Il existe plusieurs types :

- Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).
- Glissement en cascade.
- Glissement, puits renard.

Ces deux derniers types 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.

V-7.4. 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 fuit (conséquence indirecte).

- La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.
- La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau.

Tableau V.11 : Coefficient de stabilité admissible des talus.

| Combinaison des charges et des actions | Classe de l'ouvrage | | | |
|---|---------------------|------------|------------|------------|
| | I | II | III | IV |
| Fondamentales (sans séisme) | 1,3 ÷ 1,2 | 1,2 ÷ 1,15 | 1,15 ÷ 1,1 | 1,1 ÷ 1,05 |
| Spéciales Avec séisme) | 1,1 ÷ 1,05 | 1,1 ÷ 1,05 | 1,1 ÷ 1,05 | 1,05 |

Notre barrage fait partie de la IV classe, le coefficient admissible sera donc :

sans séisme : $K_{ss,adm} = (1,1 \div 1,05)$.

avec séisme : $K_{as,adm} = (1,05)$.

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcul le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

V -7.5. Ordre de calcul (Méthode des tranches)

- Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- 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.
- Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b = 9.38$ m).

(K_1 - K_2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau. V.12

- ✓ L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »
- ✓ On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0,1R$, on marque 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 (projection).

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes

Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$ (V.14)

Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$ (V.15)

Avec : α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

V-7.6 Les caractéristiques géotechniques des sols

Elles sont représentées dans le **tableau V.13** suivant :

Tableau V.13: Caractéristique géotechnique

| | Angle de frottement(°) | Cohésion C (bar) | Poids volumique(t/m ³) | |
|--------------------|------------------------|------------------|------------------------------------|--------|
| | | | Sèche | Saturé |
| Recharges (argile) | 13.45 | 3.5 | 1.71 | 1.83 |

La densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$.

V-7.6.1.Calcul des forces appliquées à chaque tranche

1. Force de pesanteur (poids propre de la tranche)

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit : $G_n = b (\gamma_1 .h_1 + \gamma_2 .h_2 + \gamma_3 .h_3)$. (V.16)

h_1 , h_2 , h_3 : hauteurs des tranches.

γ_1 : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation.

γ_2 : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation.

γ_3 : densité de l'assise.

b : largeur de la tranche.

2. Force de pression interstitielle

Dans le cas ou le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$P = U . dl = \gamma_w . h . dl$. (V.17)

U : pression interstitielle.

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

γ_w : poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

3. Forces de cohésion

$F_c = c . dl$. (V-18)

C : Cohésion du sol (Matériau).

4 .Forces dues au séisme

$$T = a. G_n \quad (V-19)$$

a : Coefficient de séisme.

G n : Poids de la tranche.

V.7.6. 2. Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ **Les forces stabilisatrices**

1. Force de frottement :

$$F_1 = N_n \operatorname{tg} \varphi - U \operatorname{dl} \operatorname{tg} \varphi. \quad (V-20)$$

Φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

2. Force de cohésion :

$$F_c = c \operatorname{dl} \quad (V-21)$$

Avec :

$$dl = \frac{2\pi.R.B_i}{360}$$

R : rayon de la courbe de glissement.

B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N_n - U \operatorname{dl}) \operatorname{tg} \varphi + c \operatorname{dl}] R.$$

➤ **Les forces motrices :**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique (N_t), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \quad (V.22)$$

Remarque que :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$$

$$\operatorname{Cos} \alpha = \sqrt{1 - \operatorname{Sin}^2 \alpha}$$

Remarque : les résultants de calcul sont motionnées dans l'annexe.

V.7.7 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

Le coefficient «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue(voir le tableau suivant)

a) Retenue pleine

$$K_{ss} = \frac{\sum (Nn - pi)tg\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum GnSin\alpha_n} \geq K_{adm} \quad (V.23)$$

$$K_{as} = \frac{\sum (Nn - pi)tg\varphi_i + \sum Ci.dl}{(1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \quad (V.24)$$

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue vide (fin de construction)

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n} \quad (V.25)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \quad (V.26)$$

c) Vidange rapide

Le calcul se fait uniquement pour le talus amont, car la vidange rapide d'une retenue en terre peut lui causer des dégâts.

$$K_{ss} = \frac{\sum Nntg\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i} \geq K_{adm} \quad (V.27)$$

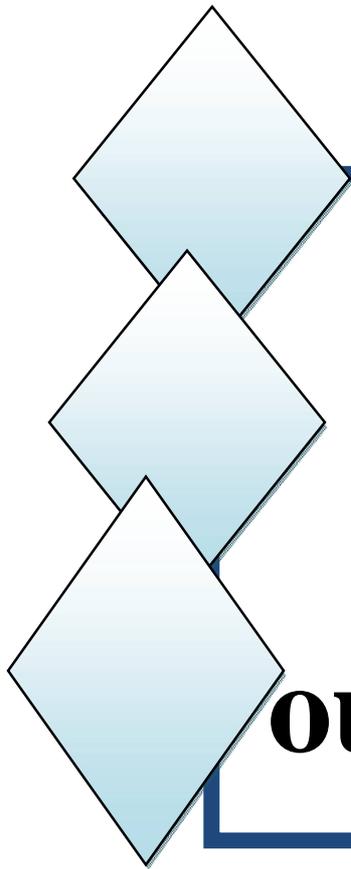
$$K_{as} = \frac{\sum Nntg\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i + (1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \quad (V.28)$$

Tableau V.14 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

| Cas de sollicitation | Coefficient de sécurité | | |
|-----------------------|----------------------------|-------|----------------------------|
| | Sans séisme $K_{ss adm}$: | | Avec séisme $K_{as adm}$: |
| | (1.1-1.15) | | (1.05) |
| Fin de construction | Talus amont | | |
| | R=15.321m | 2.764 | 1.567 |
| | R=21.396m | 3.867 | 2.035 |
| | R=22.00 m | 2.641 | 1.487 |
| | Talus aval | | |
| | R=13.255m | 4.48 | 3.042 |
| | R=20.164m | 2.796 | 1.8177 |
| | R=21.274m | 2.791 | 1.8426 |
| Fonctionnement normal | Talus aval | | |
| | R=14.935m | 4.091 | 3.1187 |
| | R=19.556m | 5.494 | 5.534 |
| | R=21.865m | 3.529 | 2.822 |
| Vidange rapide | Talus amont | | |
| | R=18.543m | 3.22 | 2.614 |
| | R=19.57 m | 3.309 | 1.782 |
| | R=21.76 m | 2.504 | 1.5344 |
| | R=23.022m | 3.29 | 1.734 |

Conclusion

Puisque les valeurs des coefficients de sécurités déterminés par la méthode des tranches sont tous supérieurs à k_{adm} pour les deux cas (sans séisme et avec un séisme), donc on a bien vérifié la stabilité de notre ouvrage pour les fruits de talus amont et aval (2.5 ; 2.5).



Chapitre VI :
Etude des
variantes des
ouvrages annexes

Introduction

Les barrages réservoirs sont généralement équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. 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, des galeries et autres, en utilisant pour ce but, la charge hydraulique effective disponible (dans les limites d'un court tronçon du lit naturel ou artificiel).

Les dimensions en plan et en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que les conditions de réalisation et d'exploitation.

VI-1. Classification des ouvrages annexes

a) D'après la fonction de l'ouvrage, on distingue

- La prise d'eau.
- La vidange de fond.
- L'évacuateur des crues.

b) Suivant la disposition par rapport au lit de la rivière

Les ouvrages annexes peuvent être placés dans le lit mineur ou majeur ou bien sur les rives de la vallée.

c) Selon les particularités constructives de la section transversale, on distingue

- Les ouvrages découverts.
- Les ouvrages couverts.
- Les ouvrages combinés, avec un tronçon découvert et l'autre couvert.

d) En présence ou non de vannes de commande, on distingue

- Les ouvrages commandés (équipés de vanne de commande).
- Les ouvrages non commandés (non équipés de vanne de commande). Ces derniers commencent à fonctionner automatiquement dès que le niveau d'eau dépasse la cote de la crête déversante ou de l'orifice d'entonnement.

e) D'après la grandeur de la charge statique effective maximale, on distingue

- Les ouvrages de faible charge ($H < 12$).
- Les ouvrages de charge moyenne ($H = 12-80$ m).
- Les ouvrages de grande charge ($H > 80$ m).

Chaque catégorie de ces ouvrages (évacuateur des crues, vidange de fond, prise d'eau) comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre retenue.

VI-2.L'évacuateur de crues

Dont la fonction est d'assurer la sécurité du barrage. Il sert à évacuer, en période de crue, l'eau excédentaire du réservoir, dans le bief aval ou dans le bassin versant voisin et ce afin d'éviter la submersion de la crête du barrage. Les évacuateurs de crue peuvent être disposés dans la partie centrale du barrage (barrage déversoir), sur les rives (évacuateur latéral) ou combinés à d'autres ouvrages d'exploitation de la retenue.

L'évacuateur latéral peut être projeté aussi bien dans le cas du barrage en remblai que dans le cas du barrage en béton.

VI-2.1.Critères de choix de l'évacuateur de crues

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

- La sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- Les difficultés de réalisation.
- Les exigences typographiques du site.
- Les exigences géologiques de site.
- La facilité d'entretien.
- La facilité de modification.
- Le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories selon les principes types :

- L'évacuateur à écoulement libre.
- L'évacuateur par puits noyé.

VI-2.2.Différents types des évacuateurs de crues

1. Evacuateur de crue latéral de surface (à entonnement latéral) avec coursier canal

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique. Il présente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur de déversant. L'inconvénient majeur est celui de la saturation puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

2. Evacuateur de crue latéral de surface (à entonnement frontal)

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre, il présente les avantages :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.

Il a des inconvénients qui sont :

Le coût peu élevé, la difficulté de modification

3. Évacuateur de crues en siphon

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il présente les avantages suivants :

- Aucune exigence topographique
- Calcul usuel

Ces inconvénients sont :

- Amorçage et le désamorçage
- Entretien indispensable
- Débit faible à évacuer
- Dispositif sur le corps de la digue

4. Evacuateur de crues en puits (tulipe)

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou demi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite 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 équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- Evacuation d'importants débits $80 < Q < 6000 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Bon fonctionnement avec une forte chute pour des grandes charges.

Il présente des inconvénients :

- Problème de vibration (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- Problème de liaison difficile à assurer (digue –conduite ou galerie).
- Prévoir des protections anti vortex (coût et entretien).
- Dissipation au pied de la digue.

VI-2.3 .Choix de la variante

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le

problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles; la faible charge sur l'entonnement circulaire, et l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive ; tous ces problèmes ramène à rejeter cette Variante.

De ce fait l'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal s'adapte beaucoup plus au site, puisque la largeur déversant n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation. Le bon fonctionnement et la sûreté de celui si pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante la plus adéquate du côté technique et économique.

VI-2.4. Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues

L'emplacement de l'évacuateur de crues dépend essentiellement de la géologie et de la topographie du site, tout en tenant compte bien sûr des facteurs économiques et de la sécurité de l'aménagement.

- De point de vue géologique, les deux rives favorisent l'implantation de l'évacuateur de crues (aucun problème d'instabilité des rives, bonne géologie).
- La topographie du terrain permet l'implantation de l'évacuateur de crues avec toute sa longueur déversant.

Après ce qu'on vient de voir, la rive droite est la plus avantageuse pour l'implantation de l'évacuateur de crues. Donc celui-ci à entonnement frontal sera projeté sur cette rive.

Si l'implantation de l'évacuateur de crues sera sur la rive gauche, elle sera difficile. Car la pente est importante. Ceci peut entraîner des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression, instabilité de l'écoulement) qui par conséquent influent sur la stabilité de l'ouvrage.

Mais ce n'est pas le cas pour la rive droite car ; l'évacuateur sera rectiligne sur toute sa partie déversant et ses ouvrages intermédiaires (coursier, chenal), et elle aura une longueur moins importante (plus économique).

Donc la rive droite est la plus avantageuse pour l'implantation de l'évacuateur de crues (à entonnement frontal).

VI-3.Ouvrage de prise d'eau

Dont la fonction est d'assurer le débit de pointe de la demande entre le niveau normal de retenue (NNR) et le niveau des plus basses eaux (PBE), tout en permettant le prélèvement d'une eau de qualité compatible avec sa destination. L'ouvrage de prise d'eau fait transiter l'eau de consommation dans le bief aval ou dans un canal (conduite) disposé à l'aval sur l'une

des rives de la vallée, destiné à l'irrigation, à l'alimentation en eau potable etc. Le barrage peut posséder un ou plusieurs ouvrages de prise d'eau. Dans des cas particuliers, le barrage peut ne pas contenir d'ouvrage de prise d'eau, quand la restitution des débits de consommation se fait par pompage.

VI-3.1. Le choix de la variante

Les variantes qui peuvent être projeté sur le site sont la prise d'eau en charge et la Toure de prise, prise d'eau flottante dont les avantages et les inconvénients sont représenté ci-dessous.

➤ **Prise d'eau en charge**

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton .Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de commande au pied aval de la digue. En outre les inconvénients majeurs sont le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

➤ **Tour de prise**

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise- vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

➤ **Prise d'eau flottante**

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparés ,le prélèvements d'eau s'effectue à une profondeur constante ,l'inconvénient de celle –ci et celui de cout important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

➤ **La variante choisie**

Comme le diamètre de la conduite est Faible on retient la variante d'une conduite en charge installée sur la rive gauche au-dessus de la galerie de la vidange du fond.

VI-4.Ouvrage de vidange

Destinée à assurer la vidange totale ou partielle du réservoir en quelques jours, en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages ou pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts solides) et des parties amont du barrage (prise, vidange, parement amont du barrage). L'entonnement de l'ouvrage doit être disposé, autant que faire se peut, plus bas pour assurer le rabattement du volume de retenue.

Cet ouvrage est également utilisé pour assurer les débits utiles de consommation et la dérivation des eaux durant la période de construction des retenues collinaires et des petits barrages.

Les ouvrages de prise d'eau et de vidange sont souvent regroupés et combinés à d'autres installations

VI-4.1. Le choix de la variante

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

1. Conduite de vidange en charge

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

2. Conduites à écoulement libre

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

1. Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.
2. La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (plus de 2 m) de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

3. Ouvrages de vidange à batardeau

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

➤ La variante choisie

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange.

La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) nécessite beaucoup d'entretien.

La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.

❖ Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange

Deux types de recommandations sont proposés dans ce chapitre : d'une part des recommandations communes à tous les dispositifs de vidange constitués d'une conduite et d'autre part des recommandations sur le dispositif minimum, fonction de $H^2 \cdot v$, à mettre en place. Dans certains cas le dispositif adopté sera donc plus important (plus gros diamètre pour rendre la conduite visitable, galerie en béton armé, vanne supplémentaire, conduite dans une galerie de visite.....), on a d'autres recommandations :

1. Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème due au transport solide (colmatage) et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements.
2. Prévoir une bonne assise pour la conduite.
3. Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction des types des conduites de leurs diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké.

VI.5. Dimensionnement des ouvrages annexes

VI-5.1 Dimensionnement de la prise d'eau

Après analyse de la capacité de la retenue et des conditions hydrauliques, nous avons choisi la variante **avec une seule conduite** Prise de fond-Vidange adaptée au type de retenue étudiée. La variante avec deux conduites prises et vidange de fond a été écartée.

La prise d'eau assure un débit exigé à l'aval mais aussi une eau qui soit compatible à sa destination (de qualité). Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande en aval (consommation maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale.

- La consommation maximale est en mois d'Aout : $V_{\max} = 0.019 \text{ Mm}^3$.

Donc : $Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T}$ avec : T : temps de prise (T=31 jours= 2678400 s).

D'où : $Q_{\max} = 0.0071 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \quad (\text{m}^3/\text{s}).$$

μ : coefficient de débit $\mu=0,3$.

S : section de la conduite en m^2 .

H : charge d'eau minimale $H=6.4\text{m}$.

Donc : $d=0.095 \text{ m}=95 \text{ mm}$.

On prend un diamètre normalisé $d=100 \text{ mm}$

- Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}} \quad (\text{VI.9})$$

$\sum \xi$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.

On suppose que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi_s = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot L}{D} \quad (\text{VI.10})$$

Avec $\lambda = 0,058$.

AN : $\sum \xi_s = 63,55\text{m}$.

Donc : On trouve : $d = 0,203 \text{ m} = 203 \text{ mm}$

On prend : **d=300 mm.**

L'exploitation de la retenue sera assurée par l'ouvrage de prise d'eau. Cet ouvrage servira à la prise d'eau et en même temps à la vidange de la retenue.

Donc on prend un diamètre de 300 mm.

Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

$$\text{On a: } V = Q/S \quad V = 0.024 \text{ m/s.}$$

VI-5.2 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange

1. Calcul le débit de vidange

A partir de la courbe capacité hauteur (surface) on détermine l'équation de la courbe de tendance, voire la figure suivante :

Pendant le période de construction de la digue, la dérivation provisoire sera par une conduite en acier. Et 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 à la retenue durant cette période.

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \quad (\text{VI.2})$$

Où:

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (pris égal au débit moyen annuel).

V: volume utile ($V = 0.0724 \text{ Mm}^3$).

T: temps de vidange ($15 < t < 21$ jours), on propose : $t = 17$ jours = 1468800 secondes

1 année = 365 jours = 31536000s

$$Q_r = 0,1 \cdot 10^6 / 31,536 \cdot 10^6$$

$$Q_{vf} = \frac{72400}{1468800} + \frac{0,1}{31,53} = 0,05246 \text{ m}^3/\text{s} = 52,46 \text{ l/s.}$$

2. Calcul hydraulique

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange de fond, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ} \quad (\text{VI.3})$$

Q_{vf} : débit de vidange (en m^3/s).

μ : coefficient de débit.

S : section de la conduite (en m^2).

Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval (en m).

Alors que:

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \quad (\text{VI.4})$$

Avec:

On prend : $\mu = 0,8$.

On trouve : $S = 0,0058 \text{ m}^2$.

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \quad (\text{VI.5})$$

D'où: $d = 0,086 \text{ m}$.

On prend un diamètre normalisé de:

$$D_{vf} = 100 \text{ mm}$$

❖ Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \quad (\text{VI.6})$$

$\sum \xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d} \quad (\text{VI.7})$$

$\sum \xi_s$: somme des coefficients de pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi_s = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot L}{D}. \quad (\text{VI.8})$$

L: longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 71.40 m.

d: diamètre de la conduite de vidange 100 mm.

λ : Coefficient de perte de charge calculé par la formule de Strickler:

$$\lambda = \frac{124.6n^2}{d^{1/3}} \quad (\text{VI.8})$$

n: rugosité de la conduite en acier ($n=0,014 \text{ m}^{1/3} / \text{s}$).

On aura $\lambda = 0.052\epsilon \Rightarrow \sum \xi_L = 37.556$.

Donc : $\mu = 0.11$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera

$$\text{égal à } S = 0.0425 \text{ m}^2 \rightarrow d = 0.233 \text{ m}$$

On adopte la valeur de: $D_{vf} = 300 \text{ mm}$.

La conduite étant en acier d'un diamètre de 300mm et de longueur 71.40 m.

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes: $V_s = Q_{vf} / S_{con}$

Ça donne : $V_s = 0.742 \text{ m/s}$

Conclusion

La conduite de prise d'eau aura un diamètre de 300 mm, les prélèvements des eaux s'effectue à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort 763m NGA.

Vu que la capacité de la retenue inférieure à un million m^3 , la variante avec deux conduites prises et vidange de fond a été écartée ,et par la suite la vidange de fond sera confondue avec la prise d'eau ,et pour cela on adopte une seule conduite Vidange de fond –prise avec un diamètre de 300 mm .

VI-5.3. Dimensionnement de l'évacuateur des crues

L'évacuateur des crues sera implantée sur la rive droite vue que la topographie est favorable la fondation est en argile d'où la vitesse admissible sur cet ouvrage est de l'ordre **(1,2 ÷ 1,6) m/s**, d'après le tableau annexe 12.

L'évacuateur de crues comprend les éléments suivants :

- ✦ Un canal d'aménée (ou d'approche d'une section trapézoïdal 1 :1).
- ✦ Un seuil déversant pour le contrôle du débit. (déversoir Greager).
- ✦ Un ouvrage intermédiaire comprend (chenal-convergeant- coursier : rectangulaire).
- ✦ Un dissipateur d'énergie.
- ✦ Un canal de restitution.
- ✦ Des murs bajoyers.

VI-5.3.1. Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue

Les calculs hydrauliques seront donc établis pour une largeur déversant ($b = 8$ m) et une charge ($h_{dév} = 1.15$ m) et un débit déversant (22.8 m³/s).

1. Le canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider pacifiquement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est peu turbulent avec une vitesse faible. le canal est de forme trapézoïdale (le fruit des talus, $m = 1$)

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}} \quad (V.11)$$

Où :

Q : Débit à évacuer [m³/s] ;

S_{can} : Section du canal en [m²] et $S_{can} = (m * (h+p) + b) * (h+p)$.

P : Hauteur de pelle en [m] ($p = 1.5$ m) ; h : lame déversant en [m], ($h = 1.15$ m).

b : la largeur du canal en [m] , $b = 13$ m.

A.N : $V_{ap} = 0,55$ m/s.

$V_{ap} \leq V_{adm}$ tel que V_{adm} compris entre **1,2 et 1,6 m/s** donc pas de risque de l'érosion.

Le canal d'aménée possède une largeur variable et souvent une contre pente comme la figure montre :

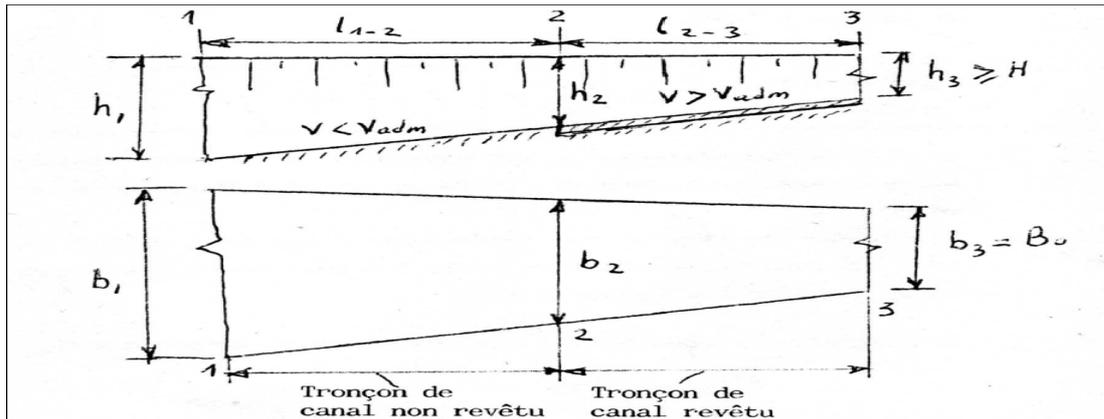


Figure VI.1 : Schéma descriptif du canal d'approche

On détermine les paramètres hydrauliques du canal

Paramètres du canal : les paramètres de calculs sont résumés comme suit :

Tableau VI.1 : Les paramètres de calculs

| La section 1 (S ₁) | |
|---|--|
| S ₁ : La section mouillée du canal | $S_1 = [m \cdot (h+p) + b][h+p]$ b ₁ = 13 m . p = 1.5 m S ₁ = 41.47 m ² |
| P ₁ : Le périmètre mouillé du canal | $P = b_1 + 2 \cdot (h_1 + p) \sqrt{1+m^2}$ P = 20.50 m |
| R _{h1} : Le rayon hydraulique pour | $R_{h1} = S_1 / P_1$ R _{h1} = 2.02 m |
| n : Coefficient de rugosité (n=0.014 revêtements en béton). | |
| C ₁ coefficient de Chézy | $C_1 = (1/n) \cdot (P_1/S_1)^{1/6}$ C ₁ = 80.31 m ^{1/2} /s |
| Vitesse d'approche V _{adm} (1.2 ÷ 1.6) m/s | $V = C \sqrt{(Rh \cdot i h_1)}$ |
| i _h : La pente hydraulique Rh rayon hydraulique | $i_h = \frac{v^2}{Rh(C)^2} = 0.0000232 \text{ m/m} = 0.0232 \text{ ‰}$ |
| La cote : 764.4 m | |

On détermine la section mouillée nécessaire des tronçons du canal non revêtus (section 2-2)

La vitesse admissible pour le tronçon en argile dure est de 1.5 m/s

$$S_2 = \frac{Q}{V_{adm}} \quad (VI.12)$$

Donc : $S_2 = 15.2 \text{ m}^2$

Puisqu'on a $S_2 < S_1$ donc pas de risque d'érosion et par la suite le canal peut ne peut être revêtu sur toute sa longueur, sa largeur et sa profondeur seront fixées durant la réalisation.

Donc on prend ($B_2 = 8 \text{ m}$).

L'écoulement dans le canal d'approche est graduellement varie de section (1) à la section (2)

Appliquant Bernoulli entre les deux sections on aura la pente hydraulique sur le canal :

$$Z_1 + h_1 + (v_1^2 / 2 * g) = z_2 + h_2 + (v_2^2 / 2 * g) + \Delta E \quad (\text{VI.13})$$

$$Z_1 + h_1 = z_2 + h_2 + \Delta E, \quad \Delta E = j * L_{1-2}; \quad j = 0.01 \text{ m/m.}$$

$$Z_1 + h_1 - z_2 - h_2 = j * L_{1-2}$$

$j = [(z_1 - z_2) / (L_{1-2})] + [(h_1 - h_2) / (L_{1-2})]$ on a la longueur du canal est déterminée d'après la topographie : $L_{1-2} = 10 \text{ m}$.

Z_2 : le niveau normal de la retenue : $Z_2 = 764.4 \text{ m}$.

$$\rightarrow Z_1 = L_{1-2} * (j + [(h_1 - h_2) / (L_{1-2})]) + Z_2$$

On determine h_2 :

$$S_2 = (b_2 + m h_2) h_2 = 8 h_2 + h_2^2 = 15.2$$

$$8 h_2 + h_2^2 - 15.2 = 0$$

$$h_1 = 1.58 \text{ m et } h_2 = 2.65 \text{ m.} \quad Z_1 = 10 * (0.01 + 0.107) + 764.4 = 765.57 \text{ m.}$$

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 suivante:

$$Y = \frac{X^{1.85}}{2H^{0.85}} \quad (\text{VI.14})$$

H : Charge sur le déversoir (m).

Le profil du déversoir est représenté par la Figure (VI.3).

Tableau IV.2 : Coordonnées de la nappe déversante.

| Coordonnées graphiques | | | | | | | | | | | | | |
|------------------------|---|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| x (m) | 0 | 0.2 | 0.4 | 0.6 | 0.8 | 1 | 1.2 | 1.4 | 1.6 | 1.8 | 2 | 2.2 | 2.4 |
| y (m) | 0 | 0.02 | 0.08 | 0.17 | 0.29 | 0.44 | 0.62 | 0.83 | 1.06 | 1.32 | 1.60 | 1.91 | 2.24 |

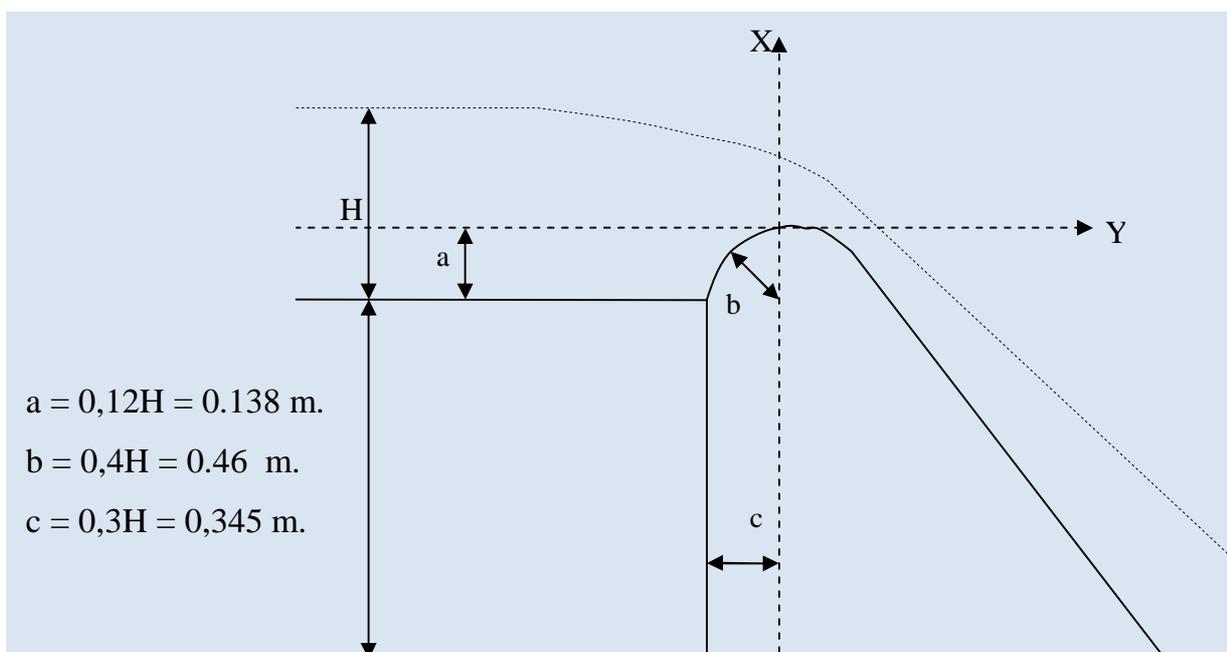
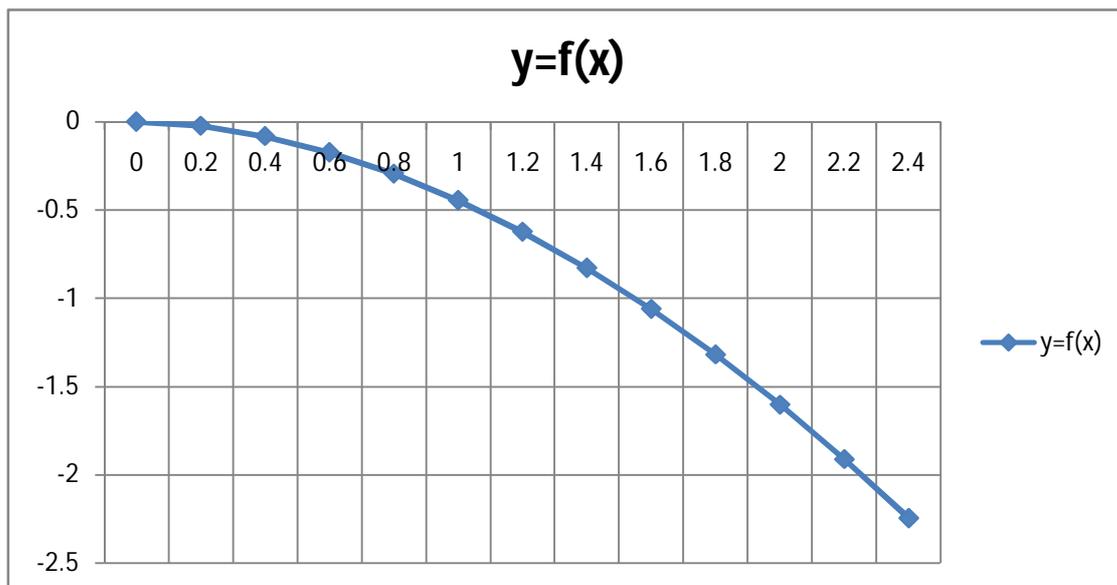


Figure VI.2. : Le profil de déversoir

3. Le chenal d'écoulement

Le chenal d'écoulement fait suite directement au déversoir, il permet de véhiculer l'eau déversée au coursier par l'intermédiaire d'un convergeant. La longueur du chenal est fonction de la topographie du terrain, elle est prise égale à 12 m, et sa pente est de 0.1% le chenal sous la forme d'un rectangle.

L'écoulement dans le chenal est fluvial du fait de la pente souvent inférieure à la pente critique.

Le chenal d'écoulement à la tranchée, il est de section rectangulaire, ayant une largeur $b_{ch} = 8$ m,

La profondeur d'eau au début du chenal est la même que la profondeur d'eau à la fin de chenal

a) La hauteur critique

$$Y_c = 0,47(Q/b_1)^{2/3}$$

$$Q = 22.8 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b_1 = 8 \text{ m}$$

Donc :

$$Y_{cr} = 0.94 \text{ m}$$

b) La profondeur d'eau dans le chenal : $H_c = 1,5Y_c = 1.42$ m

c) La vitesse V au niveau de la section de contrôle, c'est à dire au début du coursier est:

$$V = Q/S = 4.$$

largeur du coursier

d) Données : $b_2 = 4$ m.

A la section de contrôle la hauteur d'eau est égale à la hauteur critique :

$$Y_1 = Y_{cr} = 0,47 \cdot (Q/b_2)^{2/3} = 2.2 \text{ m}$$

$$V = 4.61 \text{ m/s}$$

e) La pente critique i_{cr} :

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique.

Pour calculer I_{cr} on associera donc la relation du régime uniforme

$$Q = S_{cr} C_{cr} \sqrt{R_{cr} h_{cr} I_{cr}}. \quad (\text{VI.15})$$

$$\text{AN : } S_{cr} = b \cdot h_{cr} = 7,52 \text{ m}^2. \quad P_{cr} = 9,88 \text{ m} \quad R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = 0,76 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6} = 59,45 \text{ m}^{1/2}/\text{s}.$$

$$\text{Donc : } I_{cr} = (Q^2 / (C^2 \cdot S^2 \cdot R_h)) = 3,42 \text{ ‰}.$$

La pente critique (I_{cr}) est supérieure à celle du chenal ($I_{ch}=0.1\%$) ce qui assure que l'écoulement soit fluviale dans le chenal

f) La hauteur 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 Chézy).

$$Q = S n C_n \sqrt{RI} \quad (\text{VI.16})$$

avec (I) la pente de fond

$$S = b \cdot h_n \quad \text{et} \quad P = (b + 2 \cdot h_n) \quad \text{et} \quad C_{cr} = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} \quad \text{et} \quad R_N = \frac{S_N}{P_N}$$

$$\text{Donc :} \quad Q = (\sqrt{i} \cdot (bh)^{5/3}) / (n \cdot (b + 2 \cdot h)^{2/3})$$

Après des itérations, on trouve $h_n = 0.7724\text{m}$.

4. Calcul du convergent

A l'extrémité du chenal là où s'amorce le coursier on projette un convergent pour marquer le passage en régime torrentiel. Sa largeur au début égale à celle de chenal d'écoulement et égale à celle de coursier dans sa partie terminale

La longueur du convergent est déterminée par la formule suivante :

$$L = 2,5 \cdot (L_1 - L_2) \quad (\text{VI.17})$$

Où:

L_1 : est la largeur au plafond du bief amont ($L_1 = b = 8 \text{ m}$).

L_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle ($L_2 = q^{0.4} = 6 \text{ m}$).

Donc : $L = 5 \text{ m}$.

On doit vérifier la condition suivante : $\text{tg}(\alpha) < (1 / (3 \cdot Fr))$

$$F_r = V / \sqrt{g \cdot h} \quad ; \quad V = Q / (L_1 \cdot h) = 3.68 \text{ m/s} \quad ; \quad F_r = 1.33$$

Avec : $\text{tg}(\alpha) = (L_1 - L_2) / L$

$$\text{tg}(\alpha) = 0,2 < 1 / (3 \cdot Fr) = 0.250$$

- La condition est vérifiée.

5. Le coursier

Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au chenal d'écoulement, sa fonction est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions de l'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire.

a) Largeur du coursier

Elle est donnée par : $b_{\text{cou}} = Q^{0.4}$ (m).

Pour notre cas on prend $b_{\text{cour}} = 6$ m.

b) Longueur du coursier

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique $L_{\text{cou}} = 39.60$ m et la pente topographique est de $I_{\text{cou}} = 11.28$ %.

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique " y_c " et la pente critique.

c) Profondeur critique

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2}$$

$$Y_c = 1.137 \text{ m}$$

La hauteur normale est calculée par itération à l'aide de l'équation Manning Strickler $y_n = 1.136$ m

$$Y_c > y_n$$

d) La pente critique

La pente critique se détermine par la formule de Manning Strickler :

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Où :

R_H : rayon hydraulique en [m]; I : pente en [m/m].

S : section mouillée.

K : coefficient de Manning –Strickler.

$$\text{Pour une section rectangulaire : } I_{\text{cr}} = \left[\frac{Q \cdot (b + (2 \cdot y_c))^{2/3}}{K \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2$$

$$I_{cr} = 0.36 \% \text{ m/m.}$$

$I_{cr} < I_{cou}$, donc la condition est vérifiée.

e) Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Le calcul du tirant d'eau dans le coursier se fait comme suit :

- ✓ A la section de contrôle il est égale a la hauteur critique $y_1 = 1,137 \text{ m}$

Le long du coursier il devient inférieur à Y_c et il atteint en fin de coursier une valeur que nous déterminons par deux méthodes.

- ✓ La pente est égale a $I = 0.1128$.
- ✓ La rugosité du béton est $n = 0.014$

On détermine tout d'abord la profondeur normale, cette profondeur est celle qui apparaît pour la pente du coursier si l'écoulement est uniforme.

Elle se déduit de l'équation de CHEZY :

$$Q_0 = S_0 C_0 \sqrt{R_0 I} \quad (\text{VI.8})$$

S_0 : la section mouillée ($S_0 = b' \cdot h_0$).

P_0 : le périmètre mouillé ($P_0 = b' + 2h_0$).

R_0 : le rayon hydraulique ($R_0 = S_0 / P_0$).

C_0 : coefficient de CHEZY ($C_0 = (1/n) R_0^{1/6}$) (VI.9)

Avec:

n : coefficient de rugosité du béton ($n = 0,014$).

Le calcul se fait par itérations successives. On donne des valeurs pour h_0 , et on calcul Q_0 jusqu'a attendre une valeur qui s'approche de $Q = 22.80 \text{ m}^3/\text{s}$.

Le module de débit est: $K = (Q/I)^{1/2} = 67.88$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant:

Donc on adopte $h_0 = 0.6922 \text{ m}$.

Les caractéristiques de cette profondeur sont:

| H_0 | $S_0 \text{ (m)}$ | $P_0 \text{ (m)}$ | $R_0 \text{ (m)}$ | $(R_0 \cdot I)^{1/2}$ | C_0 | $K_2 = S \cdot C \cdot R^{1/2}$ |
|--------|-------------------|-------------------|-------------------|-----------------------|----------|---------------------------------|
| 0.6922 | 4.63234084 | 7.957837256 | 0.58211053 | 0.256246107 | 65.26889 | 77.475429 |

Pour $Y_1=Y_c=1.137$ m, les caractéristiques sont:

| h_1 (m) | S_1 (m) | P_1 (m) | R_1 (m) | $(R_1 \cdot I)^{1/2}$ | C_1 | $K_1=S.C.R^{1/2}$ |
|-----------|-----------|-----------|------------|-----------------------|----------|-------------------|
| 1.137 | 6.822 | 8.274 | 0.82451051 | 0.304966861 | 69.16791 | 143.902728 |

On détermine la ligne d'eau par deux méthodes :

1. La première méthode :

Le calcul de tirant d'eau se fait comme suit : à la section de contrôle il est égal à la hauteur critique y_c , Le long de coursier il devient inférieur à y_c il estime aisément à partir de l'abaque donnée e ;Ce graphe donne y / H_s rapport de tirant d'eau à l'énergie spécifique en fonction de l'expression suivante

$$A= Q/[\sqrt{(2.g).I . h^3/ 2 }] .$$

Le coursier est rectangulaire d'où $m=0$.

H_s est variable suivant la section considérée :

A la section de contrôle $H_s=1.5 y_c$

Dans une section quelconque DH représente la dénivelée de fond par rapport à h_c considéré comme niveau de référence

$$H_s = \Delta h - \text{les pertes des charges}$$

Si : L_i (distance cumulée) $< 5 \Delta h$ on prend $j= 0.1 \Delta h$

Si non on prend $j= 0.2\Delta h$

Tableau IV. 3 : Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

| L_i (m) | dx (m) | dh (m) | $5 \cdot dh$ | J m/m | H_s (m) | A | y/ h_s | y | |
|-----------|----------|----------|--------------|---------|-----------|---------|----------|---------|------------------|
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.01 | 1.13 | $y < y_c = 2.20$ |
| 4 | 4 | 2.2 | 11 | 0.22 | 1.98 | 0.33152 | 0.5 | 0.99 | |
| 8 | 4 | 2.2 | 11 | 0.44 | 1.76 | 0.23601 | 0.25 | 0.44 | |
| 12 | 4 | 2.2 | 11 | 0.44 | 1.76 | 0.15734 | 0.212 | 0.37312 | |
| 16 | 4 | 2.2 | 11 | 0.44 | 1.76 | 0.11801 | 0.14 | 0.2464 | |
| 20 | 4 | 2.2 | 11 | 0.44 | 1.76 | 0.09440 | 0.105 | 0.1848 | |
| 24 | 4 | 2.2 | 11 | 0.44 | 1.76 | 0.07867 | 0.07 | 0.1232 | |
| 28 | 4 | 2.2 | 11 | 0.44 | 1.76 | 0.06743 | 0.065 | 0.1144 | |
| 32 | 4 | 2.2 | 11 | 0.44 | 1.76 | 0.05900 | 0.061 | 0.10736 | |
| 36 | 4 | 2.2 | 11 | 0.44 | 1.76 | 0.05245 | 0.051 | 0.0876 | |
| 39.6 | 3.6 | 2.15 | 10.725 | 0.429 | 1.716 | 0.05144 | 0.05 | 0.0858 | |

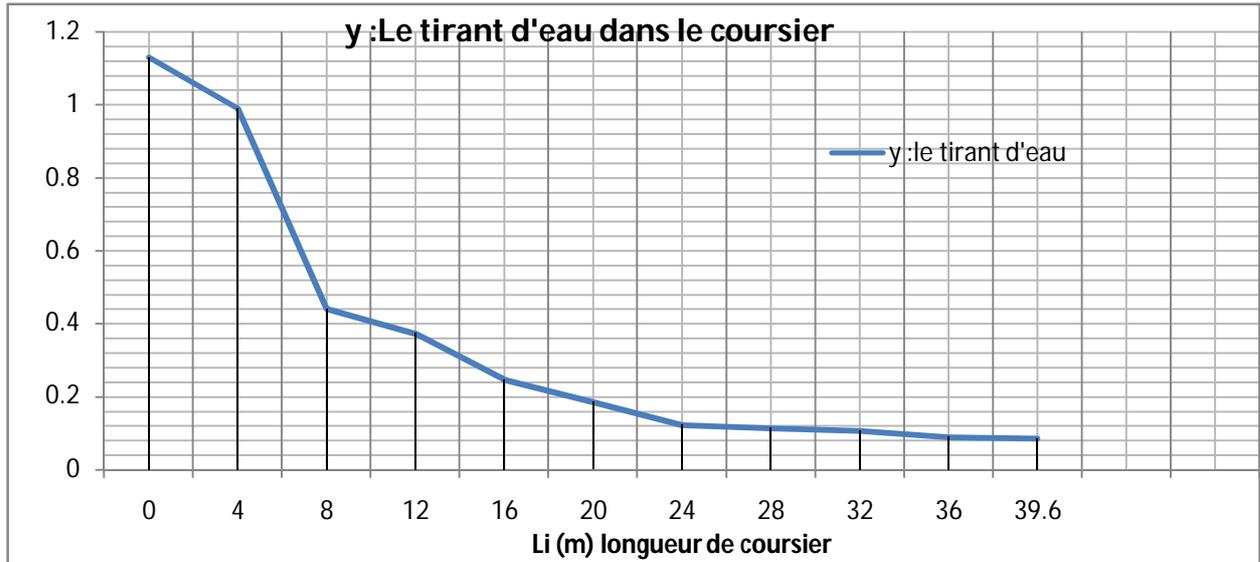


Figure IV.3 : Le tirant d'eau dans le coursier

1. La deuxième méthode :

Calcul de la ligne d'eau dans le coursier en utilisant un moyen informatique ; logiciel « canal 21 »

Tableau VI.4 : Calcul de ligne d'eau

| Q (m ³ /s) | Strickler | I (m/m) | y _n (m) | y _c (m) | Régime | L bief (m) |
|-----------------------|-----------|---------|--------------------|--------------------|------------|------------|
| 22.80 | 65.24 | 0.1128 | 0.5428 | 1.1375 | Torrentiel | 39.60 |

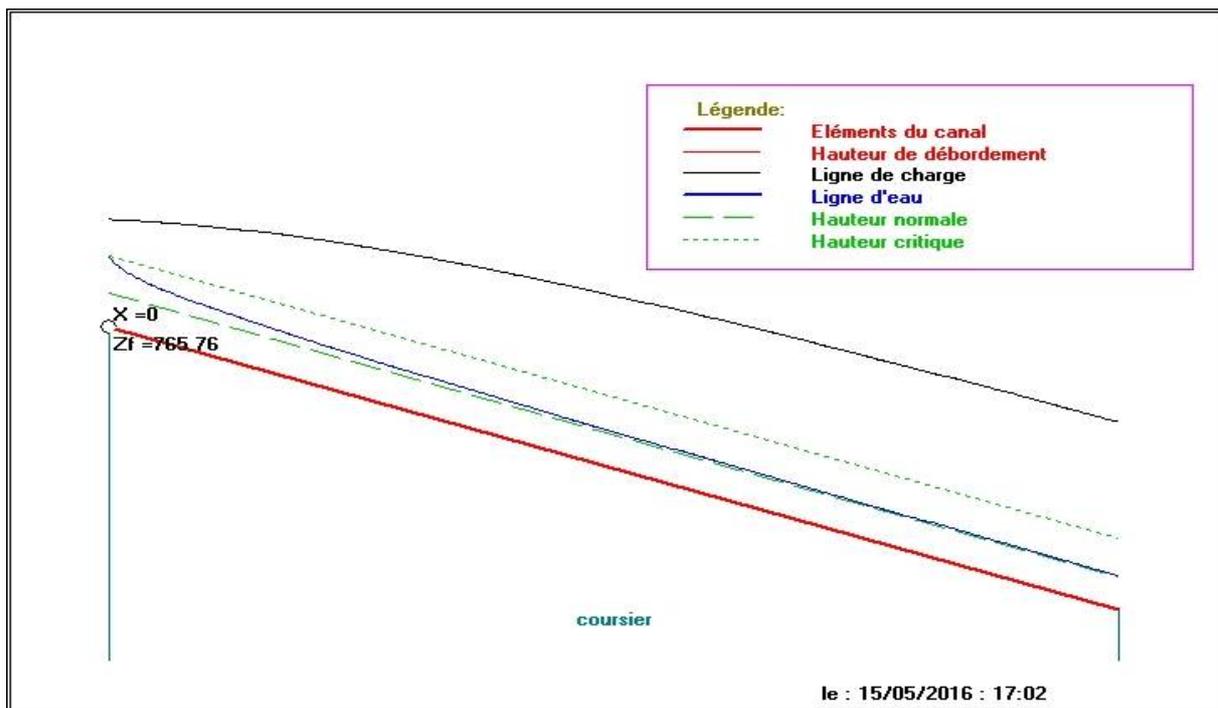


Figure IV. 4 : Tracé de la ligne d'eau (avec canal 21)

Tableau VI.5 : Descriptif de ligne d'eau (CANAL 21)

| X(m) | Zf(m) | Y(m) | V (m/s) | J(m/m) | H(m) | Hs(m) | F(m) | regime |
|-------|---------|-------|------------|---------|---------|-------|-------|------------|
| 0 | 765.760 | 1.100 | 3.455 | 0.0130 | 767.468 | 1.708 | 1.052 | torrentiel |
| 1.58 | 765.581 | 0.861 | 4.411 | 0.0271 | 767.434 | 1.853 | 1.517 | torrentiel |
| 3.17 | 765.403 | 0.784 | 4.847 | 0.0362 | 767.384 | 1.982 | 1.748 | torrentiel |
| 4.75 | 765.224 | 0.735 | 5.168 | 0.0440 | 767.321 | 2.097 | 1.924 | torrentiel |
| 6.34 | 765.045 | 0.701 | 5.424 | 0.0510 | 767.245 | 2.200 | 2.069 | torrentiel |
| 7.92 | 764.867 | 0.674 | 5.635 | 0.0574 | 767.159 | 2.293 | 2.191 | torrentiel |
| 9.50 | 764.688 | 0.654 | 5.812 | 0.0632 | 767.064 | 2.376 | 2.295 | torrentiel |
| 11.09 | 764.509 | 0.637 | 5.964 | 0.0685 | 766.959 | 2.450 | 2.385 | torrentiel |
| 12.67 | 764.331 | 0.624 | 6.094 | 0.0732 | 766.847 | 2.516 | 2.464 | torrentiel |
| 14.26 | 764.152 | 0.612 | 6.207 | 0.0775 | 766.728 | 2.576 | 2.533 | torrentiel |
| 15.84 | 763.973 | 0.603 | 6.304 | 0.0813 | 766.602 | 2.628 | 2.593 | torrentiel |
| 17.42 | 763.795 | 0.595 | 6.389 | 0.0848 | 766.470 | 2.676 | 2.645 | torrentiel |
| 19.01 | 763.616 | 0.588 | 6.464 | 0.0879 | 766.333 | 2.717 | 2.692 | torrentiel |
| 20.59 | 763.437 | 0.582 | 6.529 | 0.0907 | 766.192 | 2.755 | 2.732 | torrentiel |
| 22.18 | 763.259 | 0.577 | 6.586 | 0.0932 | 766.046 | 2.788 | 2.768 | torrentiel |
| 23.76 | 763.080 | 0.573 | 6.635 | 0.0954 | 765.897 | 2.817 | 2.800 | torrentiel |
| 25.34 | 762.901 | 0.569 | 6.679 | 0.0974 | 765.744 | 2.843 | 2.827 | torrentiel |
| 26.93 | 762.723 | 0.566 | 6.718 | 0.0991 | 765.588 | 2.866 | 2.852 | torrentiel |
| 28.51 | 762.544 | 0.563 | 6.752 | 0.1007 | 765.430 | 2.886 | 2.873 | torrentiel |
| 30.10 | 762.365 | 0.560 | 6.781 | 0.1021 | 765.269 | 2.904 | 2.892 | torrentiel |
| 31.68 | 762.187 | 0.558 | 6.807 | 0.1033 | 765.107 | 2.920 | 2.909 | torrentiel |
| 33.26 | 762.008 | 0.556 | 6.830 | 0.1044 | 764.942 | 2.934 | 2.924 | torrentiel |
| 34.85 | 761.829 | 0.555 | 6.851 | 0.1054 | 764.776 | 2.947 | 2.937 | torrentiel |
| 36.43 | 761.650 | 0.553 | 6.868 | 0.10630 | 764.608 | 2.958 | 2.948 | torrentiel |
| 38.02 | 761.472 | 0.552 | 6.884 | 0.1070 | 764.439 | 2.967 | 2.958 | torrentiel |
| 39.60 | 761.293 | 0.551 | 6.898 | 0.1077 | 764.269 | 2.976 | 2.967 | torrentiel |

6. Le bassin de dissipation

L'énergie créée à la fin du coursier qui est due aux grandes vitesses de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au

fluvial. Donc on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

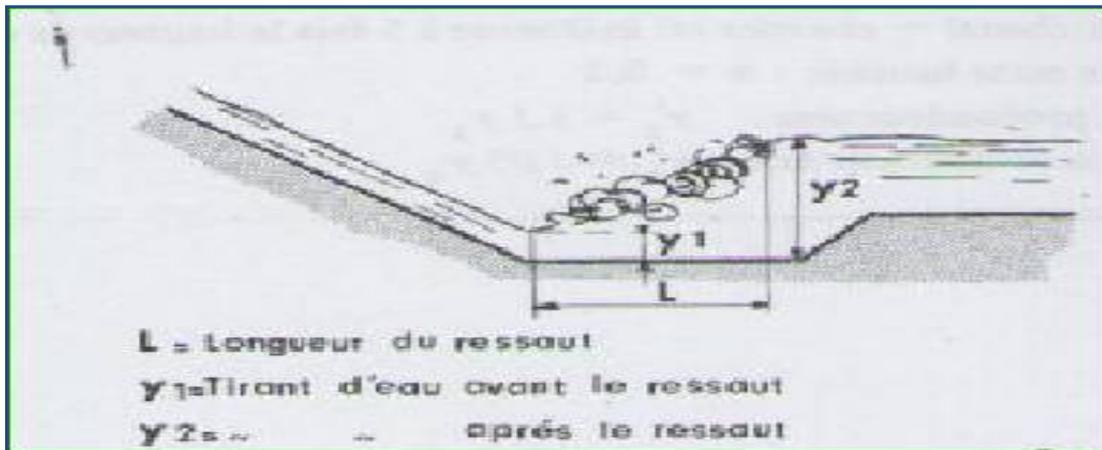


Figure VI. 5: Le bassin à ressaut

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

- $1 \leq F_r \leq 1,7$ Ressaut ondulé.
- $1,7 \leq F_r \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparaissent en surface (instable).
- $2,5 \leq F_r \leq 4,5$ Ressaut oscillant.
- $4,5 \leq F_r \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).
- $F_r \geq 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Pour notre cas : $y_1 = 0,551$ m.

- $F_r = 2,96$ on a $2,5 \leq F_r \leq 4,5$ on a un Ressaut oscillant.

Et puisque $V = 6,89$ m/s > 15 m/s

Pour $2,5 \leq F_r \leq 4,5$ le phénomène est dans un stade de transition et il se forme un ressaut instable, le jet incident se développant de façon intermittente le long du fond ou de la surface libre. Cette instabilité rend le ressaut difficile à contrôler et il faut amortir les vagues par des obstacles.

- La forme (type I) donnée par l'abaque (voire annexe), est relativement efficace.
- Le rapport des hauteurs conjuguées y_2/y_1 est donné en fonction de F_r par le graphe associé. Pour amortir le mouvement des vagues on a intérêt à prendre pour le bassin une profondeur $y_2' = 1,1 y_2$.
- La longueur du ressaut est donnée en fonction de F_r sur l'autre abaque (voire annexe).

- **Dimensionnement du bassin**

- $\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1+8Fr^2} - 1)$

- **Donc :** $\frac{Y_2}{Y_1} = 4 ; Y_1 = 0.551 \text{ m.}$

D'où : $Y_2 = 2.204 \text{ m}$

- **Longueur du bassin**

$\frac{L}{Y_2} = 5.2$ **Donc :** $L_{\text{bas}} = 5.2 * 2.204 = 11.46 \text{ m.}$

Pour le raison de sécurité On prend : $L_{\text{Bassin}} = 12 \text{ m}$

- **Dimensionnement des blocs Chicanes**

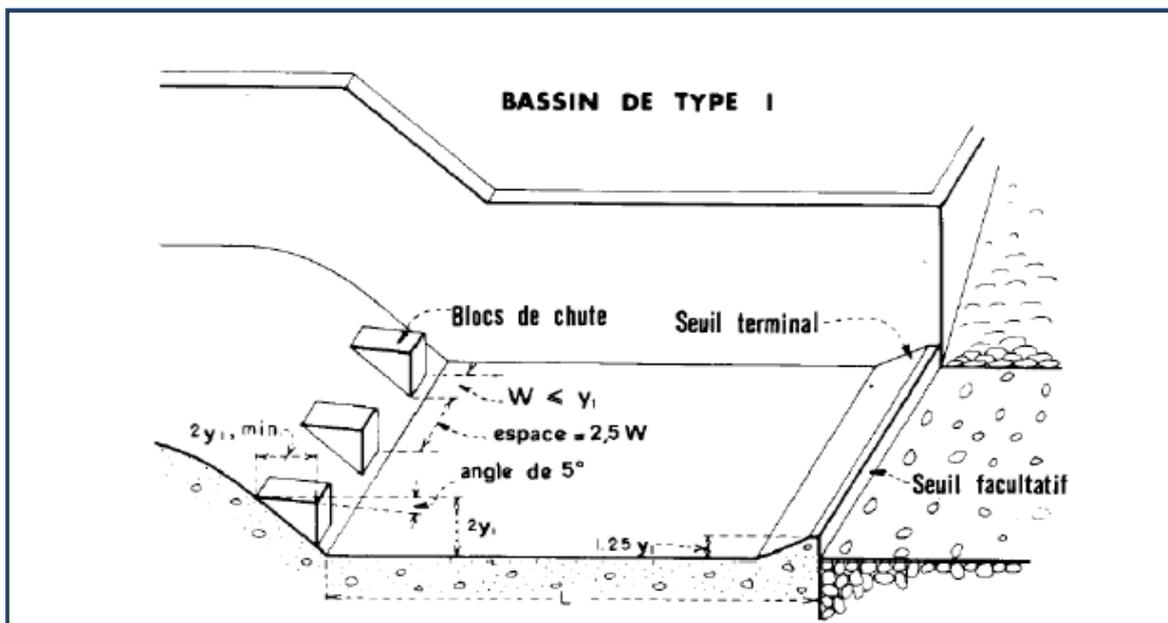


Figure VI.6 : Bassin de type I [Source (designe of smal dams)]

1. La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = 2Y_1 = 1.102 \text{ m.}$
2. La largeur des blocs de chutes : $w < Y_1 = 0.45 \text{ m}$
3. Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = 2,5w = 1.125 \text{ m}$
4. Angle d'inclinaison de bloc de chute $\theta = 5^\circ$
5. La hauteur de seuil terminal $h_2 = 1,25Y_1 = 0.69 \text{ m}$

La largeur du bassin est de : 3.15m.

7. **Canal de restitution**

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, et une pente faible $I = 0,3 \%$ (écoulement fluvial), avec une longueur de 10,32 m et une largeur de 3,15 m.

Le canal a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

a) La hauteur critique
$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K \quad \text{Avec:} \quad K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$$

et :
$$\sigma = \frac{K \cdot m}{b} \quad [m = 1].$$

Donc :
$$K = \sqrt[3]{\frac{22.80^2}{g \cdot 3,15^2}} = 1.74m \quad \text{et} \quad \sigma = \frac{1.74 \cdot 1}{3.15} = 0.55$$

D'où :
$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0,55}{3} + 0.015 \cdot 0,55^2 \right) 1.45 = 0.82 \text{ m}$$

b) La pente critique

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}}$$

- $S_c = (b + hc_r) h_{cr}$.
- $S_{cr} = 3.26 \text{ m}^2$,
- $P_c = b + 2\sqrt{2} h_{cr} = 5.46 \text{ m}$.
- $R_c = 0.60 \text{ m}$ et $C_{cr} = 65.60 \text{ m}^{1/2}/s$

Donc la pente critique est de : $I_{cr} = 1.89 \%$

c) La profondeur normale

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est : $Q = S.C \sqrt{RI}$.

Avec : $S_n = m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n$ et $P_n = b + 2h_n/2$, $R = \frac{S_n}{P_n}$

$$Q = (I)^{1/2} / n \cdot S^{5/3} \cdot P^{-2/3}$$

Et après des itérations on a trouvé que : $h_n = 0.7104 \text{ m}$.

La vitesse d'écoulement est :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n}$$

D'où : $V = 8.31 \text{ m/s}$

$V \geq V_{\text{adm}} (1,4 \text{ à } 2,2) \text{ m/s}$; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

VI-6. Conception de l'évacuateur de crues

1) Hauteur des murs bajoyers

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0.5m 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 même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

Hauteur des murs à l'entrée du déversoir

$$H_m = h_e + r$$

h_m : Hauteur des murs bajoyers en [m].

h_e : Lamme d'eau sur le déversoir [m].

r : Revanche de sécurité (m) donnée par : $[r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}]$.

AN : $V = 22.80 / (8.1,15) = 2.48 \text{ m/s}$ et $r = 0.79 \text{ m}$.

$$h_m = 1,15 + 0,79 = 1.94 \text{ m}.$$

On prend : $h_m = 2 \text{ m}$.

2) Hauteur des murs du chenal d'écoulement et canal d'approche

Sur le long du chenal d'écoulement et le canal d'approche, la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête de la digue. (Niveau de la crête 767.38m) avec une hauteur de 1.83 m.

3) Hauteur des murs au début du coursier

$$H_m = h_c + r$$

$$r = 0.6 + 0.05 \cdot V_c (h_1)^{1/3}$$

AN: $r = 0.77 \text{ m}$

$$h_m = 1.137 + 0,77 = 1.91 \text{ m}.$$

On prend : $h_m = 2 \text{ m}$.

4) Hauteur des murs à la fin du coursier

$$H_m = h_n + r.$$

$$r = 0.6 + 0.05 V_f (h_f)^{1/3}$$

AN : $r = 0.88 \text{ m}$.

$$h_m = 0.551 + 0.88 = 1.43 \text{ m.}$$

On prend : $h_m = 1.5 \text{ m.}$

5) Hauteur des murs au niveau de bassin de dissipation

$$h_m = h_2 + r$$

$$r = (V + Y_2) 0.1$$

avec : Y_2 : La 2^{ème} hauteur conjuguée de ressaut

$$\text{AN : } r = 0.46 \text{ m}$$

$$h_m = 2.0992 + 0.46 = 2.56 \text{ m}$$

On prend: $h_m = 3 \text{ m}$

VI-7. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier

- Vérification de l'apparition des vagues roulantes

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé.

Les vagues roulantes apparaissent si les deux conditions sont vérifiées :

$$\frac{b}{h} \geq (10 \div 12) \quad \text{et} \quad Fr^2 \geq 40$$

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier.

$$\text{Donc : } \frac{b}{h} = 8.67 \leq (10 \div 12) \quad \text{et} \quad Fr^2 = 2.54 < 40$$

Les deux conditions sont satisfaites vagues roulantes n'apparaissent pas sur tout le long du coursier.

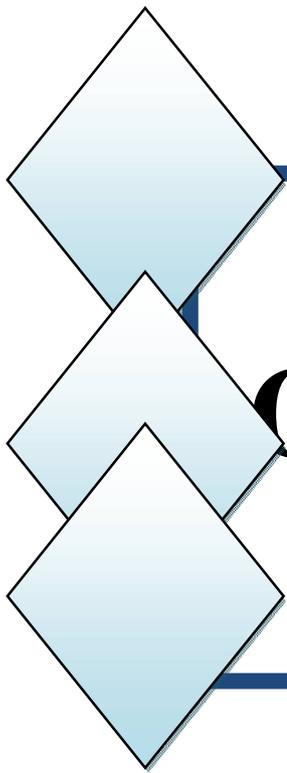
Conclusion

Le dimensionnement des ouvrages annexes donne :

Vue la topographie du site on a opté un évacuateur des crues à entonnement frontale avec :

- ✦ Un canal d'amenée (ou d'approche d'une section trapézoïdale 1 :1 et une contre pente $i=-0.117$ avec $L = 10$ m).
- ✦ Un seuil déversant pour le contrôle du débit. (déversoir Greager, pour $h = 1.15$ m).
- ✦ Un ouvrage intermédiaire comprend :
 1. Chenal d'écoulement (d'une section rectangulaire $b=8$ m et $L=12$ m, $I=0.1\%$)
 2. Un convergeant ($L=5$ m ; $b_1 = 8$ m ; et $b_2= 6$ m).
 3. Un coursier ($L=39.60$ m et $b = 6$ m, à forte pente $I=11.28\%$).
 4. Un dissipateur d'énergie de type I ($L= 12$ m ; $b = 3.15$ m).
 5. Un canal de restitution (d'une section trapézoïdale 1 :1 $b = 3.15$ m, $I= 0.3\%$).

Vue la capacité de la retenue, la variante avec deux conduites prises et vidange de fond a été écartée, et par la suite la vidange de fond sera confondue avec la prise d'eau, avec un diamètre de 300 mm et longueur de 71.40 m.



Chapitre VII : **Organisation de** **chantier**

Introduction

Un chantier est à la fois le lieu où l'on construit, et la réalisation même de la construction projetée, dans un délai donné. Il est limité dans le temps et dans l'espace.

L'organisation de chantier consiste à réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts, elle consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

VII-1. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

1. Le maître de l'ouvrage

C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

2. Le maître d'œuvre

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

3. L'entrepreneur

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

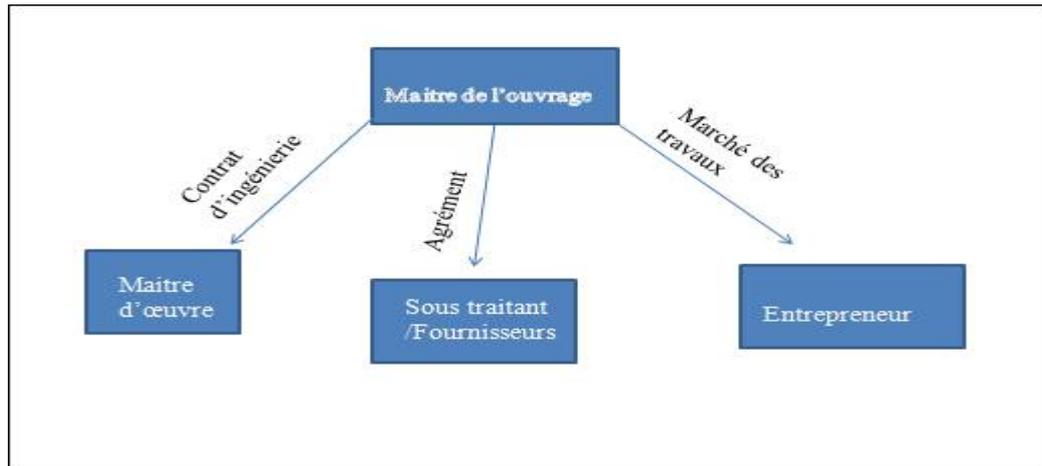


Figure VII.1 : Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier

VII -2.Description de chantier

La variante retenue est celle d'une digue en terre homogène avec un drain vertical. Tous les matériaux constituant le corps de la digue sont présents à proximité du site, sauf ceux nécessaires pour les travaux de bétonnage des ouvrages annexes (ciment, sable, gravier.....).

La variante retenue nécessite les différents engins de terrassement cités dans le tableau suivant, et moins de mains d'œuvre.

VII-2.1.Les moyens de chantier

1. Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

2. Les moyens matériels

On peut distinguer le matériel général de terrassement, le matériel lié au type de barrage et le matériel spécifique.

Pour l'ensemble de matériel on doit mentionner les marques, les types, les puissances, les rendements et le nombre des engins affectés au chantier ainsi que leur mode d'intervention

➤ Engins de terrassement :

Tableau VII.1 : Engins de terrassement

| Engins | Rôle |
|----------------|--|
| Bulldozer | Pour l'exécution des déblais et des remblais |
| Ripper | Pour les terrains semi-durs |
| Pelle | Pour l'extraction des alluvions |
| Camion benne | Pour le transport des terres |
| Niveleuse | Pour le réglage. |
| Compacteur | Pour le compactage |
| Camion-citerne | Pour l'humectage |

➤ **Le matériel de bétonnage :**

On utilise le plus souvent un central à béton pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur – tunnel de dérivation ...).

➤ **Le matériel spécifique :**

On utilise comme matériel : le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

VII-3.Travaux préparatoires et installation de chantier

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, a fin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail.

On peut distinguer les installations suivantes :

- a. Installations destinées au personnel .
- b. Installations destinées au stockage des matériaux .
- c. Installations destinées à la réparation des engins .
- d. Installation destinée pour la préfabrication .

VII-3. 1. Travaux préparatoires

Généralement les travaux préparatoires sont :

1. La préparation des accès et de la circulation pour la préparation de chantier.
2. Le piquetage d'implantation des ouvrages.
3. Les travaux d'aménagement des emprises et préparation des zones d'emprunt.
4. Déboisement de la cuvette et décapage des fondations et creusement éventuel de la clé d'ancrage du barrage.
5. La réalisation de l'ouvrage de dérivation qui va servir par la suite à une vidange de fond.

VII-4. L'implantation de l'ouvrage

VII-4.1. Etapes de réalisation de la vidange de fond

1. Excavation de la tranchée le long de la trace de la vidange de fond à l'aide d'une pelle mécanique.
2. Préparation et mise du béton de propreté pour les conduites le long de la trace.
3. Pose des conduites (montage, soudure).
4. Réalisation du remblai déverse en argile.
5. Exécution de la chambre de commande et montage des vannes.
6. Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

VII-4.2. la réalisation de la digue

✓ Préparation de la fondation pour la réalisation de la digue

1. Déboisement de la cuvette, décapage de la couche végétale du site du barrage.
2. Mise en place de la tranchée d'étanchéité (para fouille).
3. Exécution du remblai (extraction, transport, épandage et compactage des matériaux).
4. Mise en place des drains.
5. Protection des talus : talus amont (enrochement, gravier, sable) et talus aval (Couche végétale).
6. Travaux de finition, aménagement et revêtement de la crête route d'accès.

✓ Réalisation de la digue

1. Installation du chantier, (parc pour matériel, dépôts pour les matériaux de construction, base de vie pour les ouvriers).
2. Mise en place des pistes et accès au site.
3. Implantation des axes (digue, ouvrage annexes).
4. Préparation des zones d'emprunts.

✓ **Réalisation des drains et filtres**

On a projeté un drain vertical suivi d'un drain tapis pour acheminer l'eau infiltrée vers le drain prisme, qui va l'évacuer en dehors du remblai.

Le compactage des filtres s'effectue à l'aide d'un compacteur à pneu vibrant. On note que la circulation des engins au dessus des collecteurs et des drains n'est autorisée qu'après la mise en place d'une couche suffisante de remblai. On compacte le sol dans le corps du barrage couche par couche par un rouleau. Pour atteindre la densité du projet, il faut faire de couche de sol de 30cm d'épaisseur avec 6 à 8 passes au rouleau pour obtenir un remblai bien compacté. Un contrôle journalier doit être fait durant toute la période de réalisation du remblai. Pendant la saison d'été il faudra augmenter la quantité d'eau pour l'humidification et pour faciliter le compactage.

✓ **Protection de la crête et des talus**

La crête est protégée par une couche de 30 cm insensible à l'eau (produit asphaltique), résistant à la circulation des véhicules. La mise en place des enrochements pour la protection des talus se fait à l'aide d'une pelle mécanique. Les enrochements seront posés sur des épaisseurs au moins égales à celle indiquées sur les plans d'exécution.

VII-4.3.Étapes de réalisation de l'évacuateur de crue

1. Exécution de la fouille de l'évacuateur le long de la trace à l'aide de pelles mécaniques ou de bulldozers.
2. Aménagement du fond du canal.
3. Aménagement des filtres, béton de propreté et des drains.
4. Coffrage, ferrailage, bétonnage, blocs par blocs et mise des joints.
5. Protection en enrochement à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

VII-5. Planification

VII -5.1. Définition

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail.
- Observations instantanées.
- Analyse des tâches.
- Le chronométrage.
 - Définition des objectifs et des attributions.
- Simplification des méthodes.
- Stabilisation des postes de travail.

VII-5.2. Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau
- Méthodes basées sur le graphique.

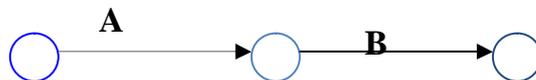
VII-5.2 .1. Méthodes basées sur le réseau

VII-5.2.1.1. Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches**

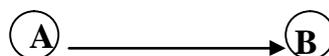
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

- **Réseau à nœuds**

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

VII-5.2.1.2. Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes

➤ **Etablissement d'une liste des tâches**

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

➤ **Détermination des tâches antérieures**

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

1. Construction des graphes partiels.
2. Regroupement des graphes partiels.
3. Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
4. Construction du réseau.

VII-5.2.1.3. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois étapes :

1. l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.
2. analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue.
3. adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VII-5.2.2. Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VII-5.2.2.1 Collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

VII-5.2.2.2. Décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels

VII-5.2.2.3. Relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VII-5.3. Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

| | |
|---|---|
| DCP (date de commencement au plus tôt) | TR : (temps de réalisation) |
| DFP : (date de finition au plus tôt) | DCPP (date de commencement au plus tard) |
| DFPP (date de finition au plus tard) | MT (marge totale) |

$$\text{Et : } \begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

VII-5.3.1. Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\mathbf{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.P} \end{cases}$$

VII-5.3.2. Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$\mathbf{T = \frac{Q \cdot N}{n}} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \mathbf{Q = Quantité de travail} \\ \mathbf{N = Rendement} \\ \mathbf{n = Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VII-5.4. Les plannings

Il existe trois types de plan de travail :

VII-5.4.1. Plan de travail au plus tôt

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VII-5.4.2. Plan de travail au plus tard : (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VII-6. Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant

Tableau VII.2 : Symboles des opérations

| Travaux | Opérations | Duré (mois) |
|---|------------|-------------|
| Installation du chantier, implantation des axes des murs et développement du réseau routier assurant l'accès au chantier. | A | 1 |
| Construction de la dérivation provisoire du cours d'eau et décapage des fondations et creusement éventuel de la clé d'ancrage du barrage. | B | 1 |
| Préparation des zones d'emprunt. | C | 2 |
| Déboisement et défrichage de la cuvette. | D | 2 |
| Remblaiement de la clé d'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel. | E | 3 |
| Mise en place de la conduite de prise d'eau et de vidange de fond. | F | 1 |
| Approvisionnement des matériaux filtrants. | G | 2 |
| Mise en place du système de drainage horizontal. | H | 1 |
| Exécution du remblai et exécution du filtre vertical. | I | 4 |
| Génie civil des ouvrages de prise d'eau et de restitutions. | J | 1 |
| Génie civil de l'évacuateur de crues. | K | 2 |
| Mise en place de revêtement de talus. | L | 3 |
| Mise en place des équipements hydromécaniques. | M | 1 |
| Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de crête et de route d'accès. | N | 2 |

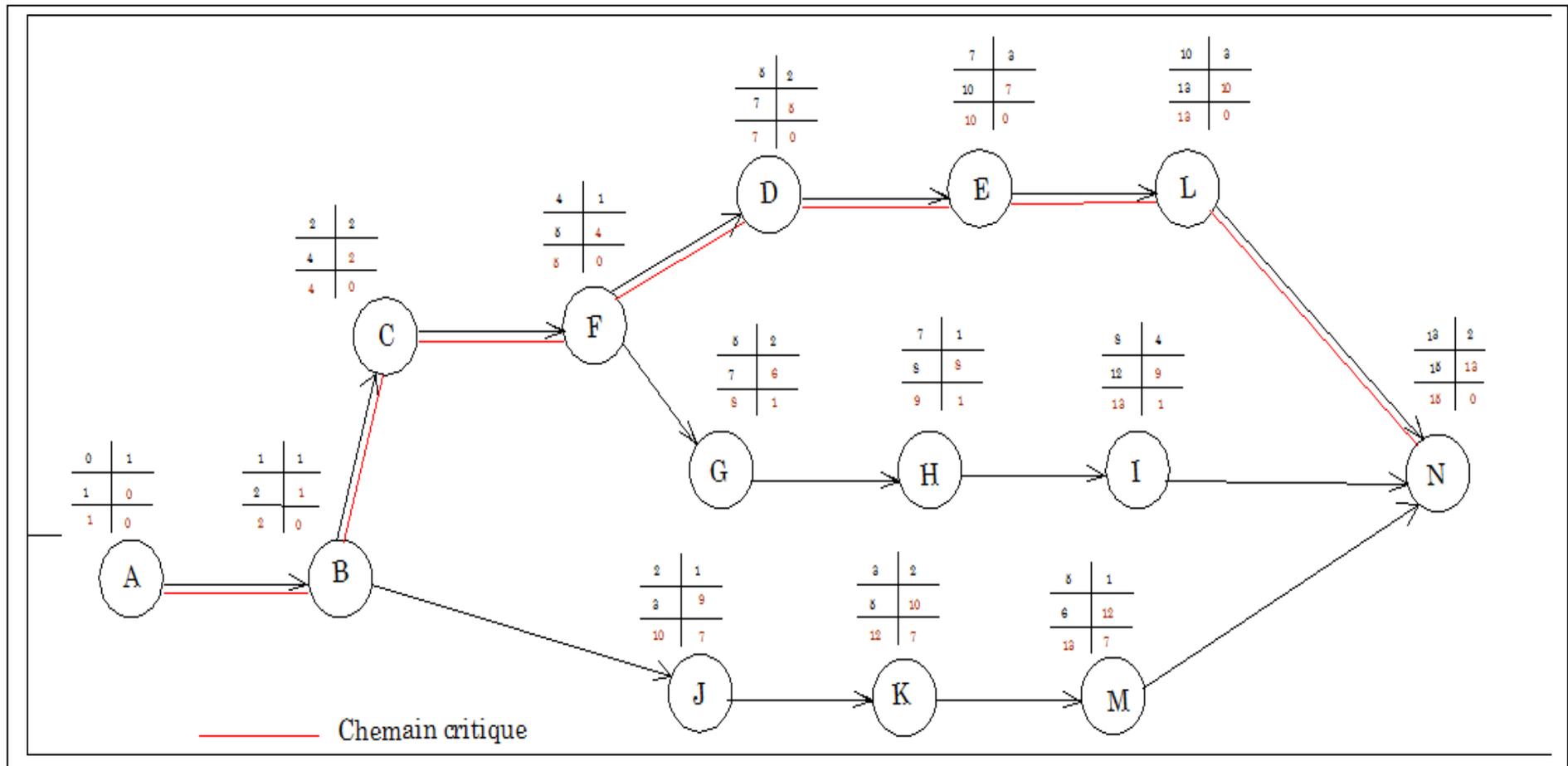


Figure VI.2 : Réseau à nœud

✓ Détermination des chemins critiques par la méthode de Tableau

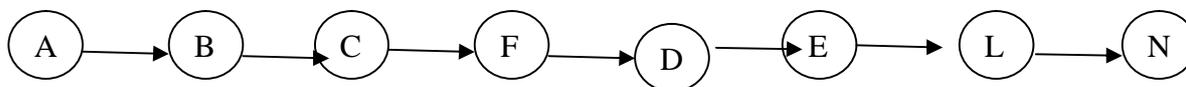
C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Détermination des chemins critiques

| Opération | TR | D.P | | D.F.P | | M.T |
|-----------|----|-------|-------|---------|---------|-----|
| | | D.C.P | D.F.P | D.C.P.P | D.F.P.P | |
| A | 1 | 0 | 1 | 0 | 1 | 0 |
| B | 1 | 1 | 2 | 1 | 2 | 0 |
| C | 2 | 2 | 4 | 2 | 4 | 0 |
| D | 2 | 5 | 7 | 5 | 7 | 0 |
| E | 3 | 7 | 10 | 7 | 10 | 0 |
| F | 1 | 4 | 5 | 4 | 5 | 0 |
| G | 2 | 5 | 7 | 6 | 8 | 1 |
| H | 1 | 7 | 8 | 8 | 9 | 1 |
| I | 4 | 8 | 12 | 9 | 13 | 1 |
| J | 1 | 2 | 3 | 9 | 10 | 7 |
| K | 2 | 3 | 5 | 10 | 12 | 7 |
| L | 3 | 10 | 13 | 10 | 13 | 0 |
| M | 1 | 5 | 6 | 12 | 13 | 7 |
| N | 2 | 13 | 15 | 13 | 15 | 0 |

Le chemin critique est :



DTR = \sum TR (pour MT = 0) = 1+1 +2+2+3+1+3+2=15 mois

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire est de **15 mois**.

VII-7. Devis estimatif de la retenue et des ouvrages annexes

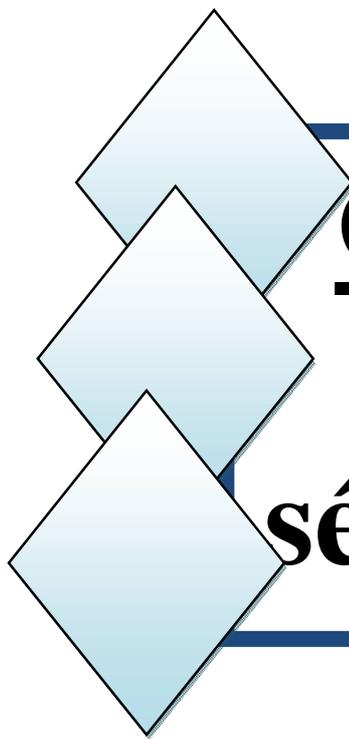
Le devis estimatif de la retenue et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crue et la vidange de fond.

Tableau VII.5 : Devis estimatif de la retenue

| La digue | Désignation | Unité | Quantité | P.U | Montant |
|--------------------------------------|---|----------------|----------------|----------------------|-------------------|
| | | | m ³ | (DA) | (DA) |
| | Décapage de la couche de terre végétale | m ³ | 3269.82 | 160 | 523171.2 |
| | Remblai en argile compacte | m ³ | 20448.0207 | 450 | 9201609 |
| | Gravier | m ³ | 778.37 | 600 | 467022 |
| | Sable | m ³ | 629.46 | 600 | 377676 |
| | Enrochement | m ³ | 1336 | 800 | 1068800 |
| | Drain et filtre | m ³ | 4377.6 | 600 | 2626560 |
| | Produit asphaltique | m ³ | 273.855 | 1000 | 273855 |
| | Terre végétale | m ³ | 728.8 | 300 | 218640 |
| | | | | Montant total | 14757333.2 |
| L'évacuateur de crue | Déblai | m ³ | 1600 | 290 | 464000 |
| | Remblai | m ³ | 1480 | 800 | 1184000 |
| | Béton armé 350 kg/m ³ | m ³ | 33 70.05 | 45000 | 151652250 |
| | Béton de propreté 250 kg/m ³ | m ³ | 28.144 | 11000 | 265584 |
| | Enrochements | m ³ | 16.245 | 800 | 12992 |
| | sable | m ³ | 55.08 | 600 | 33048 |
| | Waterstop | ml | 30 | 300 | 9000 |
| | | | | Montant total | 153620874 |
| La prise d'eau et la vidange de fond | Déblai | m ³ | 35 8.5 | 290 | 107550 |
| | Remblai | m ³ | 114.74 | 800 | 91792 |
| | Béton armé 350 kg/m ³ | m ³ | 98.121 | 40000 | 3924840 |
| | Béton de propreté 250 kg/m ³ | m ³ | 36.42 | 11000 | 400620 |
| | Enrochements | m ³ | 4.18 | 800 | 3344 |
| | Conduite métallique 300 mm | ml | 71.4 | 42000 | 2856000 |
| | Vannes 300mm | u | 2 | 40000 | 80000 |
| | Grille | u | 1 | 3000 | 3000 |
| | | | | Montant total | 7467146 |
| Montant total | 175845353.2 | | | | |

Conclusion

D'après un calcul estimatif on a trouvé que la durée nécessaire pour l'achèvement des travaux est de 15 mois, avec un cout total de Cent Soixante –quinze Millions huit cent quarante cinq Mille trois cent cinquante trois Dinars deux centimes (**175 845 353 ,2 DA**).



Chapitre VIII :
Protection et
sécurité de travail

Introduction

La Santé et la sécurité au travail sont l'affaire de tous. Si la démarche doit être impulsée par le dirigeant, gérée au plus haut niveau, l'implication des travailleurs et leurs représentants est tout aussi indispensable. Leur contribution est nécessaire tant pour l'élaboration des mesures que pour leur mise en œuvre effective. La Santé et la Sécurité au travail sont au carrefour d'exigences multiples à prendre en compte :

- humaines : évaluation des risques, formation des personnels.
- organisationnelles : responsabilité, délégation de pouvoir.
- économiques : productivité, taux de cotisation, pertes d'exploitation.
- techniques : respect de règles et de normes, conception des lieux de travail et ergonomie.

Il faut d'abord identifier les risques, ensuite les évaluer afin de prendre les mesures de prévention nécessaires

VIII-1. Evaluation des risques

L'évaluation des risques professionnels est une approche structurée qui consiste à identifier, classer hiérarchiser les risques en vue de mettre en place des actions de prévention pertinentes. C'est une démarche qui doit être globale, exhaustive et préventive.

VIII-1.1.Principales familles de risques

1. Circulation routière (à l'extérieur et à l'intérieur de l'entreprise).
2. Risques psychosociaux (stress, harcèlement, agressions et violences physiques ou verbales, etc.).
3. Incendie / explosion (émanation de gaz ou vapeurs, source d'ignition par point chauds ,défaut d'organisation des secours...).
4. Equipements de travail (machines, systèmes, appareils à pression, etc.).
5. Produits dangereux, risque chimique et cancérigène (stockage et utilisation des
6. Produits neufs, élimination des déchets, etc).
7. Chute (chute de plain pied, chute de hauteur, etc).
8. Manutention manuelle (troubles musculo-squelettiques, blessures liées aux efforts physiques...) et mécanique (utilisation d'appareils ou matériels de levage fixes ou mobiles).
9. Addictions (alcool, drogues, etc).
10. Ambiance de travail (bruit, éclairage, température, aération et assainissement, etc).

11. Electricité (contact avec une partie métallique sous tension ou un conducteur électrique, etc.).
12. Agents biologiques (contamination, infection ou allergie à ces produits, etc.).
13. Rayonnements (lasers, ultraviolets, ionisants et non-ionisants, etc.).
14. Hygiène et sécurité (non-respect des règles d'hygiène et d'hygiène alimentaire nonorganisation du travail, non-respect de l'obligation de formation, etc.).
15. Travail sur écran (ergonomie, gestes et postures).

VIII-2. Les causes des accidents

Les causes sont la somme des différents éléments classés en deux catégories : Facteur matériel (technique) et facteur humain.

VIII-2.1. Causes humaines

1. La négligence des travailleurs.
2. La fatigue.
3. La distraction.
4. Les gestes néfastes.
5. Inaptitude mentale ou physique.
6. Adoption de la solution de faciliter.

VII-2.2. Causes techniques

1. Les mauvaises conditions de travail.
2. Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
3. Le manque d'éclairage.

VII-3. Conditions dangereuses dans le chantier

1. Installation non protégée ou mal protégée.
2. Outillages, engins et équipements en mauvais état
3. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
4. Protection individuelle inexistante.
5. Défauts dans la construction.
6. Facteur d'ambiance impropre.
7. Conditions climatiques défavorables.

VII-4. Actions dangereuses

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
2. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.

3. Agir sans prévenir ou sans autorisation.
4. Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle .
5. Imprudence durant le travail.
6. Suivre un rythme de travail inadapté (Ex : cadence de travail trop rapide).

VIII-5.Organisation de la prévention des accidents du travail

L'organisation de la prévention se présente à travers composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, intéressées figurés dans l'organigramme ci-après : le contremaître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du contre -maître revêt trois aspects important, pédagogique, de surveillance, de suggestion.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

- Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité
- Exécution, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).
- Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes :
 1. Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques.
 2. Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement).
 3. Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle :
 4. La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières, doigtiers.
 5. Protection des membres inférieurs.
 6. Protection des yeux.
 7. Protection du tronc.
 8. Protection de la tête.
 9. Protection des voies respiratoires.
 10. L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source.
- Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :
- Correspondre au danger considéré.

- Etre pratique et confortable.
- Etre solide.

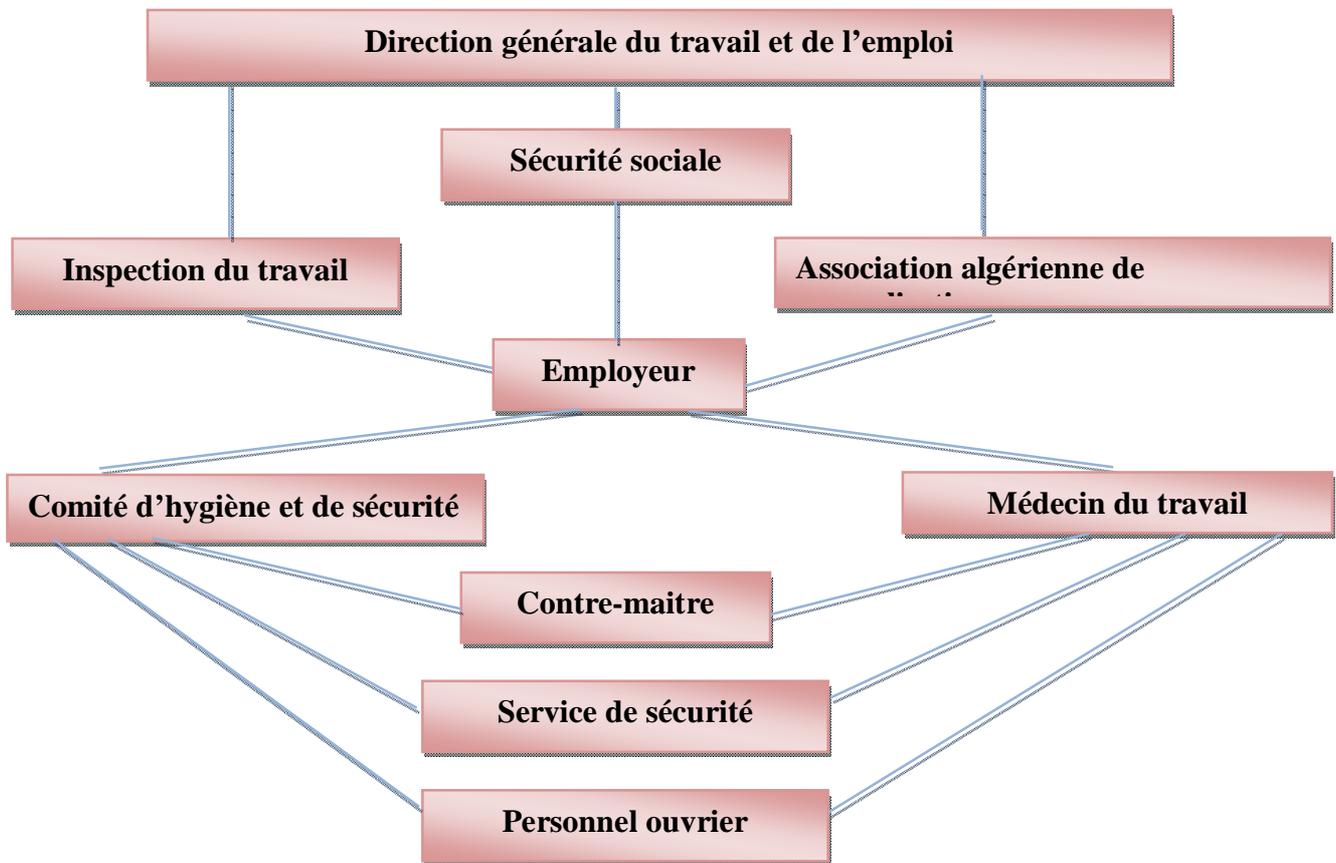


Figure VIII.1 :L'organigramme de l'organisation de la prévention des accidents du travail

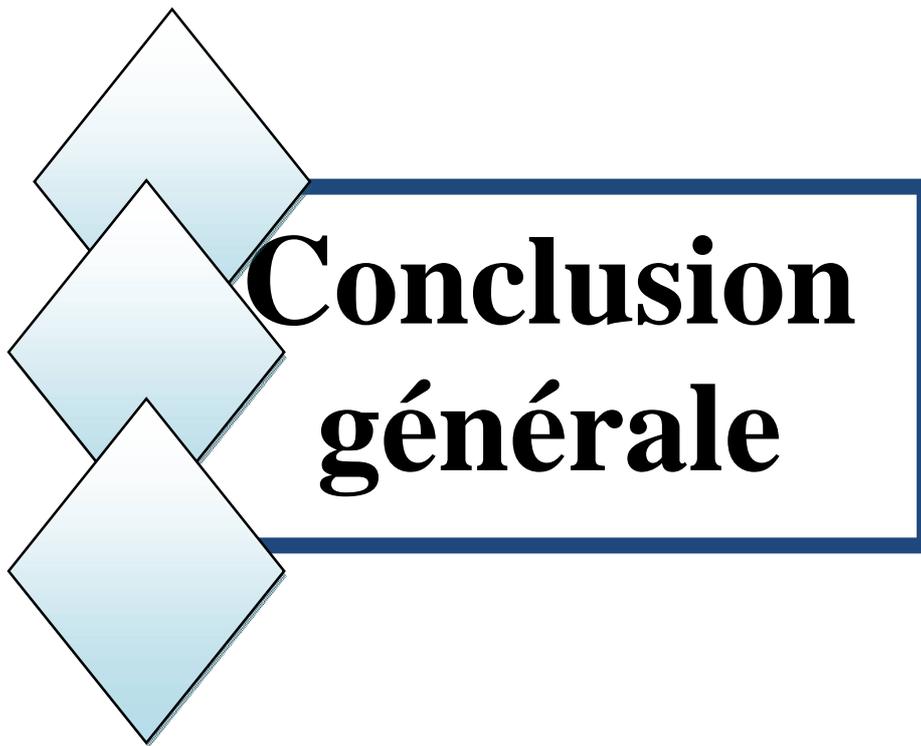
Conclusion

A fin d'avoir un bon rendement du travail et en minimisant le taux de fréquence des accidents ; il faut donner une grande importance à la santé des travailleurs car une personne de bonne santé, cela veut dire :

Moins d'absentéisme, de problèmes d'organisation pour remplacer les personnes manquants.

Vue meilleure ambiance de travail.

Vue meilleure motivation d'où une augmentation de production.



Conclusion générale

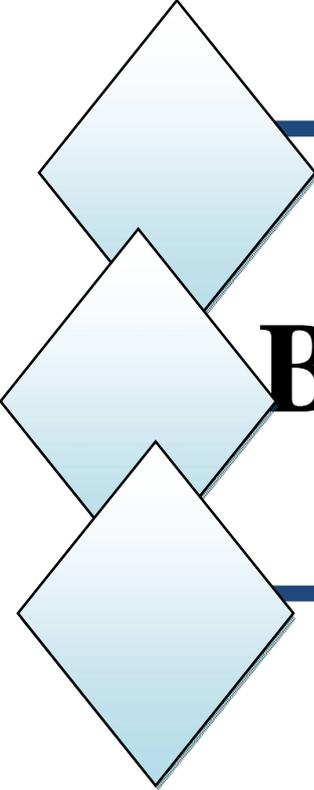
Conclusion générale

Mon objectif tout au long du mémoire de fin étude a été de mener à bien la conception et l'étude de la retenue collinaire sur l'Oued znatia commune d'El hachimia (W.Bouira), en tenant en compte de toutes les données nécessaires : topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques ,a fin de garantir le bon fonctionnement de cet ouvrage .

A l'issue de cette étude on peut tirer les conclusions suivantes :

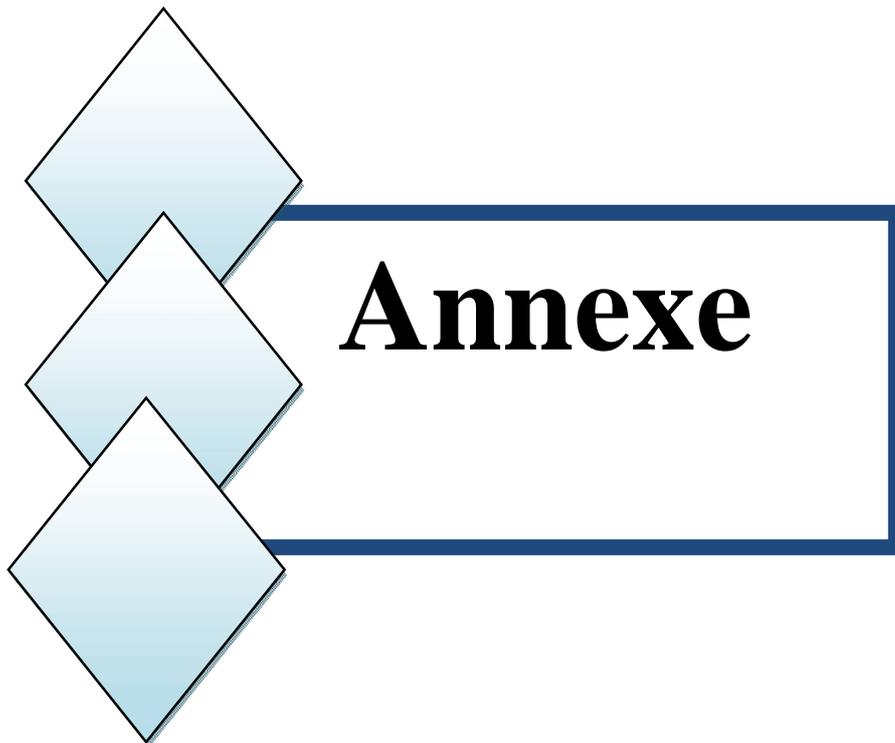
- Du point de vue topographique, le site représente des conditions favorables pour l'implantation de l'ouvrage. La géologie régionale montre la disponibilité des matériaux de construction de la digue.
- L'étude des débits des crues et de la régularisation nous a donné la capacité du barrage du point de vue débits avec un volume au niveau normal de la retenue de $0,0724 \text{ Mm}^3$ et une hauteur du barrage de 9,38 m.
- Après une étude technico-économique, on a choisi une digue en terre homogène avec un drain vertical comme variante retenue et la stabilité du talus a été bien vérifiée vis à vis du renversement.
- L'emplacement et le type d'évacuateur de crue a été arrêté pour un évacuateur latéral à entonnement frontal placé sur la rive droite de la digue, pour une largeur de 8 m et une longueur de 90.85 m, après l'étude d'optimisation (technico-économique).

Enfin, nous avons jugé indispensable l'implantation de notre retenue. Ceci permettra un développement socio-économique considérable dans la région.



Référence Bibliographique

- B. BENLAOUKLI** (2^{ème} année – 2014): Organisation de chantier (cour).
- CIGB, 1986** : Choix de la crue de projet. Bulletin 82.
- CIGB (1986)** : Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53.
- CIGB, 1987** : Evacuateur de crue des barrages. Bulletin 58.
- CIGB, 1993** : Matériaux rocheux pour barrages en enrochement. Bulletin 92.
- CIGB (1994)** : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95.
- HASSANE, M** : Formulaire de calcul des aménagements, Polycopié cours : ouvrage annexes. ENSH-Blida.
- KHLIFA MAALEL & ZOUHEIR HAFSIA (Mars 2012)** : Polycopié du cours, Ouvrage Hydraulique - Tunis.
- MOHAMED HASSANE** (2006) : Les ouvrages annexes de barrage. (Extrait du cours d'ouvrages hydrotechniques) ,ENSH - Blida.
- MOHAMED HASSANE(1991)** : Guide méthodologie du calcul hydraulique de l'évacuateur de crues a entonnement frontal-Blida.
- M.K.MIHOUBI(2014)** : Cours d'ouvrages, ENSH- Blida.
- Organisation météorologique mondiale (1994)** : Guide des pratiques hydrologiques (acquisition et traitement des données, analyses, révision et autres applications.
- Rolley, R. (1997)** : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles-Paris.
- Santé et sécurité au travail (2010)** : Guide PME/PMI, France.
- TOUAIBIA, B. (2004)** : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH- Blida.
- TOUAIBIA,B . BENLAOUKLI, (2004)** : Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH-Blida.
- VOLKOV, V. (1986)** : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH- Blida.
- V.VOLKOV(1986)** : Guide de la thèse de fin d'études .ENSH-Blida.
- VALDES PEDRO- PEREZ ARCEL (2003)** : Manuel de conception et projet typiques de prises d'eau et de vidange de fond.



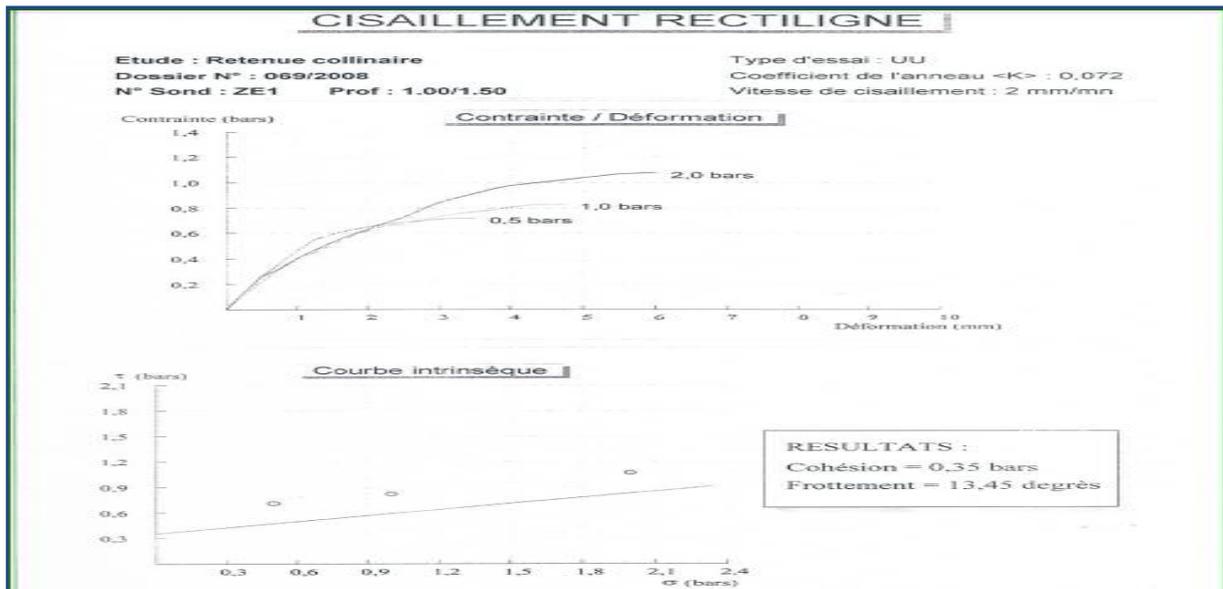


Figure annexe 1 : Essai de cisaillement rectiligne (1)

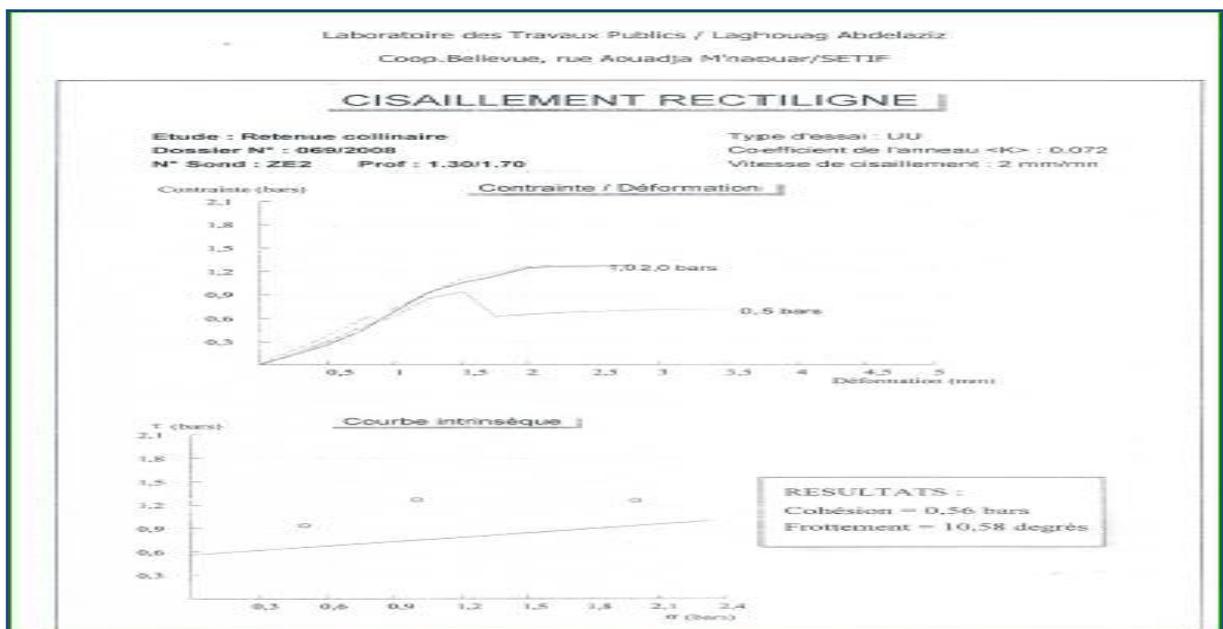


Figure annexe 2 : Essai de cisaillement rectiligne (2)

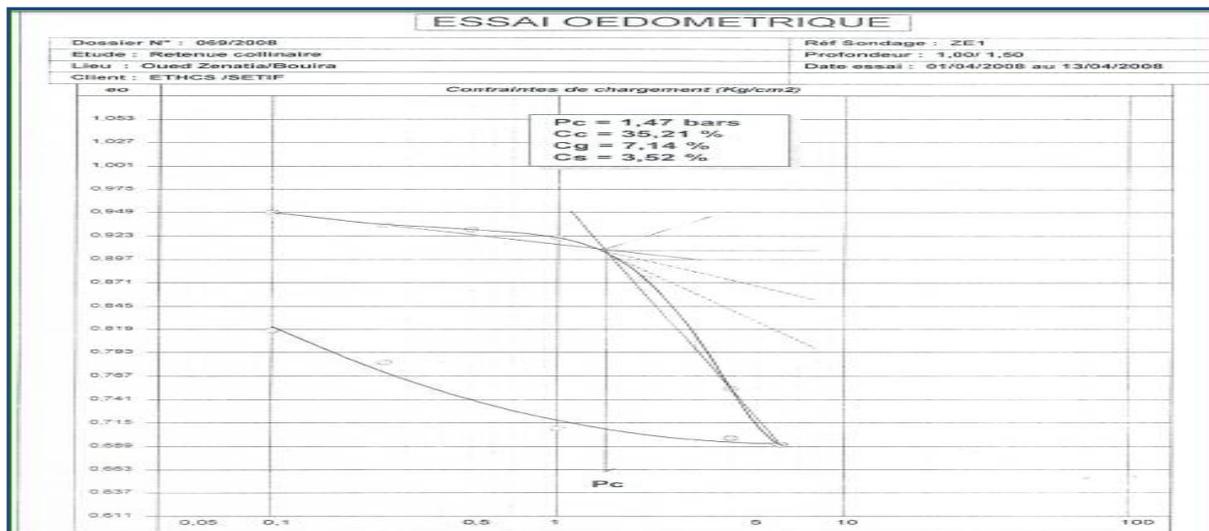


Figure annexe 3 : Essai Oedometrique (1)

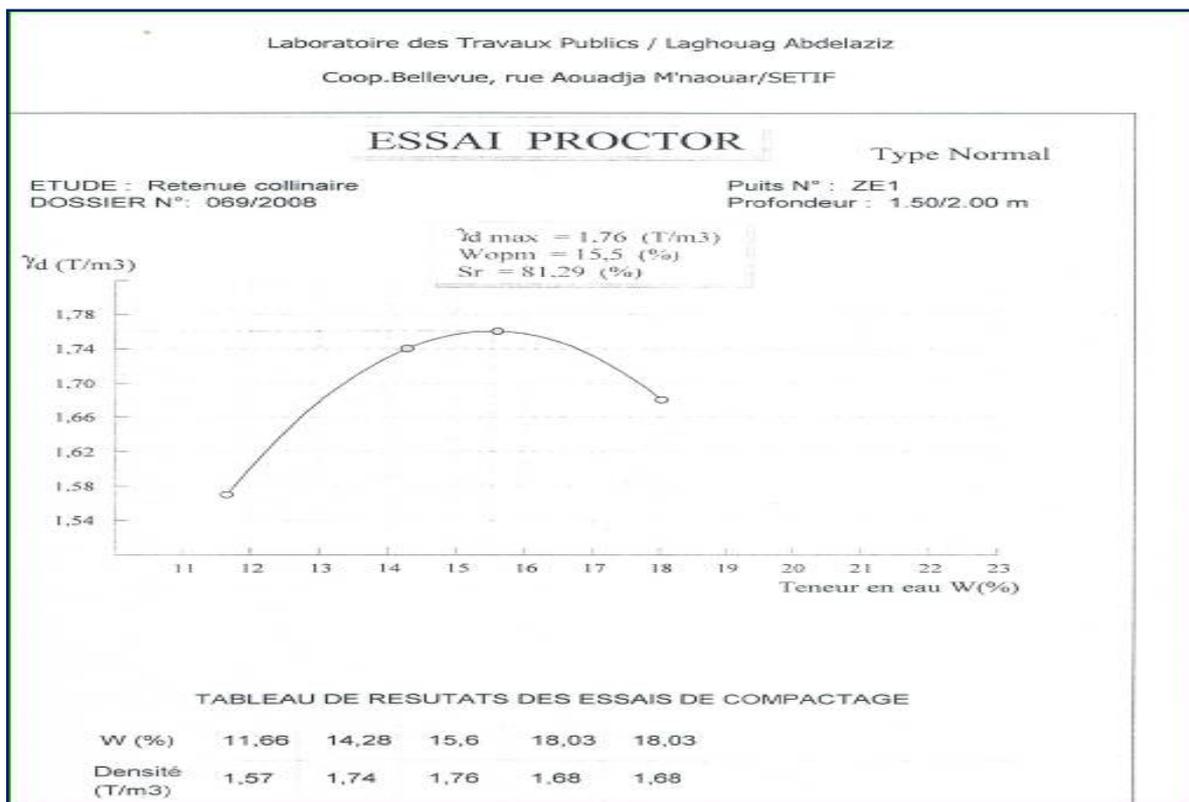


Figure annexe 4: Essai Proctor (1)

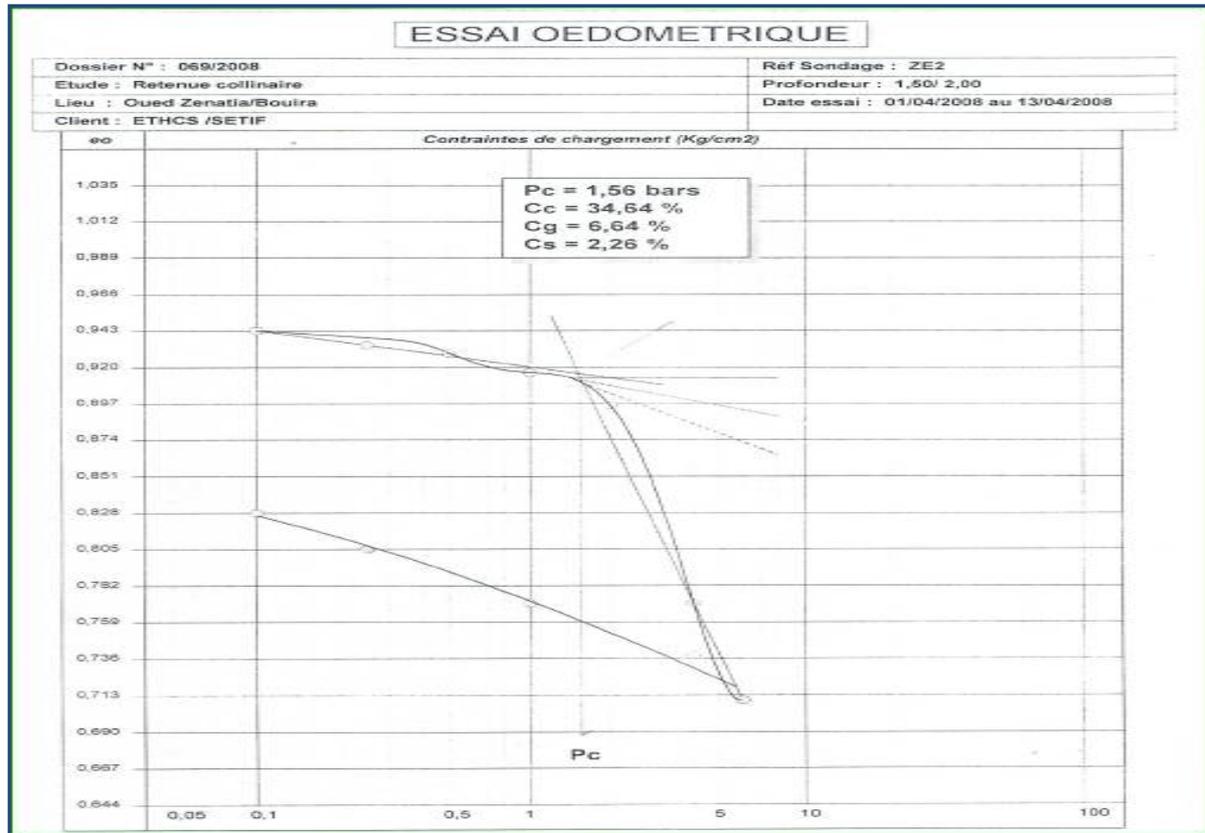


Figure annexe 5: Essai Oedometrique (2)

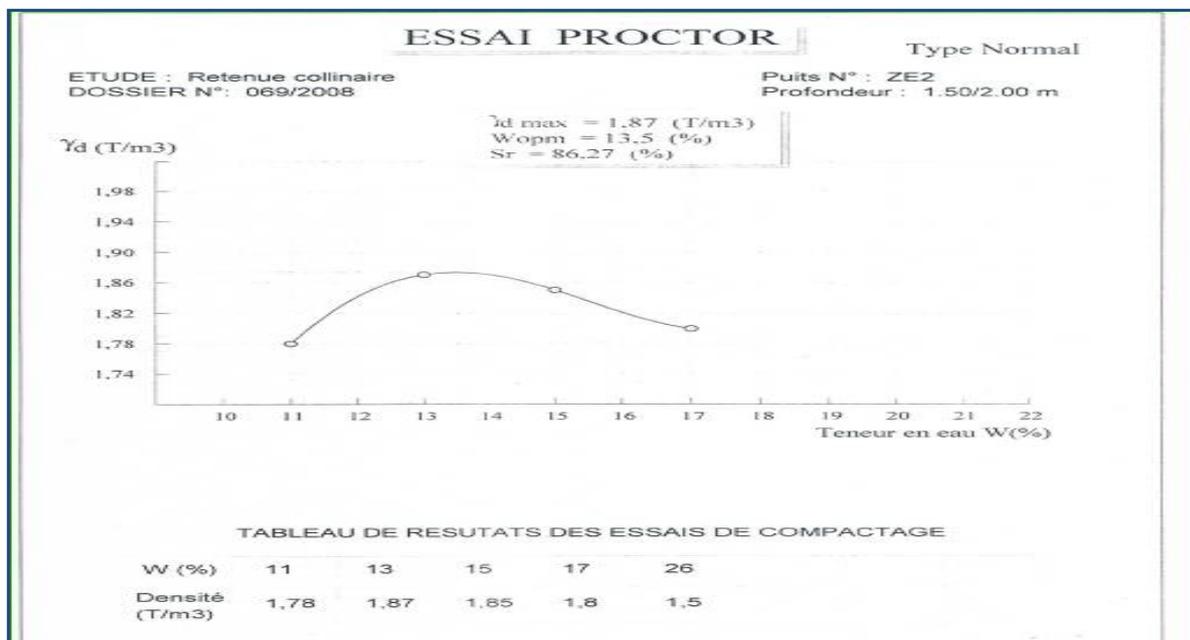


Figure annexe 6 : Essai Proctor (2)

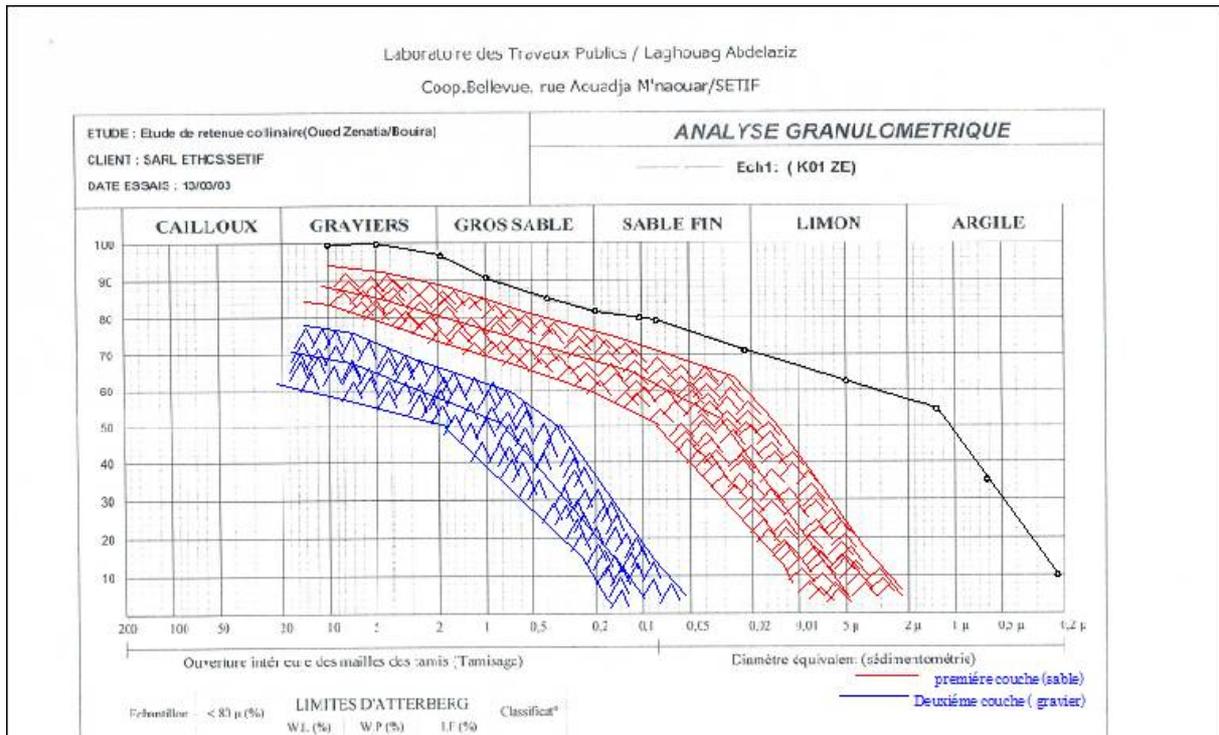


Figure annexe 7: Fuseau granulométrique des filtres et drains

Tableau annexe 1 : La série pluviométrique (source ANRH)

| | | | | | | | | | | | | | |
|-------------|---------------------------|------|-------|------|-------|-------|------|-------|------|------|------|------|--------|
| | Code station : 150103 | | | | | | | | | | | | |
| | Nom station : EL HACHIMIA | | | | | | | | | | | | |
| | X : 600.65 | | | | | | | | | | | | |
| | Y : 325.1 | | | | | | | | | | | | |
| | Z : 730 | | | | | | | | | | | | |
| | sept | oct | nov | dec | janv | fev | mars | avril | mai | juin | juil | aout | annuel |
| 1970 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 0 | 0 | 0 | 7.2 | 10.7 | 5 | 14.5 | 17.5 | 25.7 | 5 | 8.1 | 0 | 25.7 |
| Totaux (mm) | 0 | 0 | 0 | 13.9 | 54.2 | 12.1 | 74.9 | 40.5 | 32.7 | 6 | 19.5 | 0 | |
| 1971 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 10.3 | 3.3 | 61.9 | 23.4 | 54 | 22.4 | 24.2 | 11 | 29.6 | 8.3 | 0 | 0 | 61.9 |
| Totaux (mm) | 25.6 | 9.5 | 167.5 | 48.6 | 146.9 | 68.7 | 54.4 | 52 | 67 | 17.9 | 0 | 0 | 658.1 |
| 1972 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 43.8 | 9.2 | 18.5 | 40.3 | 14.7 | 14.4 | 20.7 | 14.2 | 0 | 4.9 | 0 | 0 | 43.8 |
| Totaux (mm) | 72.3 | 42.1 | 30.4 | 96.7 | 73.8 | 89.7 | 52 | 42.5 | 0 | 11.8 | 0 | 0 | 511.3 |
| 1973 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 42.9 | 0 | 1.9 | 10.9 | 4.2 | 34.6 | 60.4 | 15.2 | 10.7 | 0 | 0 | 0 | 60.4 |
| Totaux | 54.8 | 0 | 2.9 | 58.2 | 6.8 | 102.2 | 140 | 49.4 | 11.2 | 0 | 0 | 0 | 425.5 |

| | | | | | | | | | | | | | |
|-------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|------|-------|
| (mm) | | | | | | | | | | | | | |
| 1974 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 8.8 | 9 | 11.2 | 1 | 14.8 | 33.5 | 0 | 2.8 | 21.5 | 15.5 | 0 | 5.2 | 33.5 |
| Totaux (mm) | 13.8 | 20.8 | 19.1 | 1.8 | 19.9 | 59.9 | 0 | 6.8 | 69.9 | 18.9 | 0 | 10.3 | 241.2 |
| 1975 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 7.1 | 1.5 | 16.4 | 12.7 | 16 | 17.2 | 10.9 | 19.7 | 16.6 | 11.6 | 4 | 6.4 | 19.7 |
| Totaux (mm) | 16.4 | 1.5 | 66.6 | 21.6 | 20.3 | 73 | 36 | 78.4 | 55.2 | 15 | 8.3 | 7 | 399.3 |
| 1976 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 6.7 | 13.3 | 15.1 | 14.1 | 21.5 | 5.8 | 0 | 0 | 14.9 | 3 | 4.1 | 0 | 21.5 |
| Totaux (mm) | 15.2 | 49.6 | 35 | 40.6 | 36.6 | 9.8 | 0 | 0 | 18.4 | 3 | 4.9 | 0 | 213.1 |
| 1977 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 8.3 | 0.5 | 34.9 | 0.5 | 18.2 | 10.3 | 4.5 | 19.5 | 14 | 1.6 | 0 | 0 | 34.9 |
| Totaux (mm) | 15.3 | 0.5 | 70 | 0.7 | 39.1 | 16.8 | 17.4 | 64.4 | 63.4 | 1.7 | 0 | 0 | 289.3 |
| 1978 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 1.8 | 16.5 | 16.3 | 1.8 | 8.1 | 27.5 | 20.7 | 18.6 | 6.1 | 3.5 | 1.7 | 6.4 | 27.5 |
| Totaux (mm) | 1.8 | 36.7 | 51.1 | 3.9 | 27.9 | 79.9 | 45.9 | 47.9 | 6.1 | 5.1 | 1.7 | 6.4 | 314.4 |
| 1979 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 36.4 | 14.3 | 19.5 | 15.1 | 28.2 | 10 | 22 | 17.8 | 6.7 | 0 | 0 | 0 | 36.4 |
| Totaux | 72.7 | 43.2 | 58 | 25 | 60.9 | 26.4 | 49.6 | 62.9 | 26.3 | 0 | 0 | 0 | 425 |

| | | | | | | | | | | | | | |
|-------------|------|------|------|------|------|------|-------|------|------|------|------|------|-------|
| (mm) | | | | | | | | | | | | | |
| 1980 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 5.5 | 6.6 | 13.9 | 27.6 | 4 | 11.3 | 8.5 | 14.3 | 7.9 | 1.5 | 0.8 | 26.9 | 27.6 |
| Totaux (mm) | 10.5 | 15.8 | 35.2 | 86.9 | 10.6 | 45.9 | 39.8 | 54.3 | 16.7 | 1.5 | 0.8 | 38.7 | 356.7 |
| 1981 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 3.7 | 11 | 6.5 | 13.8 | 24.7 | 12.9 | 8.7 | 19.8 | 19.1 | 6 | 0 | 2.2 | 24.7 |
| Totaux (mm) | 4.9 | 23.8 | 13.1 | 44.3 | 99.5 | 49.2 | 39.4 | 52.3 | 53.3 | 6 | 0 | 2.2 | 388 |
| 1982 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 21.9 | 30.8 | 31.6 | 16.6 | 0 | 7.3 | 9.5 | 33.9 | 3.8 | 0 | 21.7 | 7 | 33.9 |
| Totaux (mm) | 30.5 | 63.4 | 79.5 | 57.4 | 0 | 21.5 | 16.5 | 37 | 7.6 | 0 | 21.7 | 14.2 | 349.3 |
| 1983 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 0 | 7 | 11.7 | 4.7 | 0 | 0 | 0 | 15.3 | 8.3 | 19 | 0 | 3.6 | 15.3 |
| Totaux (mm) | 0 | 11 | 15.9 | 7.2 | 0 | 0 | 0 | 44.3 | 24.5 | 25.3 | 0 | 3.6 | 124.6 |
| 1984 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 5.3 | 31.6 | 13 | 22.7 | 18.5 | 9.7 | 29 | 5.3 | 10.3 | 0 | 0 | 0 | 31.6 |
| Totaux (mm) | 6 | 51.3 | 26.5 | 98.1 | 36.6 | 16.1 | 75.6 | 9.5 | 47.5 | 0 | 0 | 0 | 367.2 |
| 1985 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 16.2 | 8.9 | 17 | 9.4 | 6.9 | 15.7 | 52.7 | 6.4 | 6.5 | 6.4 | 0 | 3 | 52.7 |
| Totaux | 29.7 | 22.5 | 45.5 | 25.6 | 32.2 | 34 | 129.2 | 12.1 | 11.1 | 9.2 | 0 | 5.5 | 356.6 |

| | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------|------|------|------|-------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|--|
| (mm) | | | | | | | | | | | | | | |
| 1986 | | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 8.1 | 18 | 9.6 | 36 | 20.5 | 11.3 | 17.1 | 4.3 | 5.4 | 4.5 | 1.8 | 5.4 | 36 | |
| Totaux (mm) | 16.5 | 54.7 | 37.8 | 100.3 | 38.8 | 52.5 | 20.8 | 4.3 | 7.7 | 6.5 | 1.8 | 5.9 | 347.6 | |
| 1987 | | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 2.6 | 1.8 | 22.5 | 6.9 | 6 | 9.2 | 18.6 | 25.5 | 6.8 | 5.3 | 0 | 2.7 | 25.5 | |
| Totaux (mm) | 2.6 | 3 | 41.4 | 16.2 | 17.6 | 27.4 | 50.2 | 57.4 | 27.8 | 14.2 | 0 | 2.7 | 260.5 | |
| 1988 | | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 3.8 | 9.3 | 31 | 41.1 | 4.4 | 8.4 | 12.9 | 14.7 | 12.7 | 5.3 | 0 | 21.6 | 41.1 | |
| Totaux (mm) | 9.2 | 16 | 53.3 | 150.1 | 13.5 | 15 | 24 | 69.1 | 20.9 | 12.3 | 0 | 36.8 | 420.2 | |
| 1989 | | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 20.2 | 8.5 | 10 | 4.5 | 9.7 | 0 | 8.3 | 8.2 | 18 | 23.2 | 27.7 | 0 | 27.7 | |
| Totaux (mm) | 24 | 16.4 | 23.9 | 9.5 | 22 | 0 | 35.6 | 28.8 | 50.3 | 31.3 | 47.8 | 0 | 289.6 | |
| 1990 | | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 4.3 | 12.5 | 7.8 | 21.2 | 17.8 | 32.6 | 23.9 | 11 | 25.7 | 0 | 0 | 0 | 32.6 | |
| Totaux (mm) | 10.4 | 18.3 | 25.5 | 69.4 | 44.1 | 65.8 | 79.2 | 25.1 | 28.9 | 0 | 0 | 0 | 366.7 | |
| 1991 | | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 7 | 12.2 | 8.3 | 3 | 31.2 | 2.7 | 22 | 27.7 | 30 | 4.7 | 3 | 0 | 31.2 | |
| Totaux (mm) | 16.6 | 58.9 | 16.7 | 10.2 | 52.5 | 4.3 | 59 | 81.8 | 86.9 | 13.5 | 7.3 | 0 | 407.7 | |

| | | | | | | | | | | | | | |
|-------------|-------|------|------|------|-------|------|------|------|-------|------|-----|------|-------|
| 1992 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 12.9 | 19.3 | 27.1 | 14.2 | 3.3 | 10.5 | 6 | 14.3 | 14.9 | 1.7 | 0 | 2.9 | 27.1 |
| Totaux (mm) | 20.5 | 36.6 | 62.5 | 37.2 | 9.4 | 24 | 17.1 | 40.9 | 25.2 | 1.7 | 0 | 5.3 | 280.4 |
| 1993 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 20.2 | 4.2 | 8.5 | 20.7 | 7.4 | 19.8 | 2.6 | 26.9 | 1.2 | 0 | 0 | 0 | 26.9 |
| Totaux (mm) | 57.5 | 12.5 | 26.9 | 61.8 | 26.9 | 44.1 | 2.6 | 55 | 1.2 | 0 | 0 | 0 | 288.5 |
| 1994 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 36.8 | 30.8 | 13 | 19.3 | 54.5 | 17.8 | 16.4 | 3.4 | 10.9 | 16.7 | 0 | 25.5 | 54.5 |
| Totaux (mm) | 101.6 | 76.9 | 30.3 | 35.7 | 230.3 | 33.5 | 66.2 | 8.8 | 10.9 | 31.2 | 0 | 28.7 | 654.1 |
| 1995 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 10.9 | 24.2 | 2.7 | 14.5 | 22.7 | 21 | 13.3 | 15.5 | 12.1 | 11.3 | 3.1 | 6 | 24.2 |
| Totaux (mm) | 15.6 | 42.9 | 6.1 | 21 | 64 | 113 | 27.5 | 60.6 | 35.1 | 11.9 | 7 | 6.6 | 411.3 |
| 1996 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 8.5 | 4.2 | 9.3 | 9.8 | 11 | 19.9 | 11 | 15.3 | 16.5 | 10.7 | 1.1 | 5.3 | 19.9 |
| Totaux (mm) | 22.2 | 10.4 | 16.5 | 30.8 | 27.2 | 24 | 18.3 | 49.7 | 18.6 | 12.4 | 1.7 | 17.1 | 248.9 |
| 1997 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 18.9 | 18.1 | 24.2 | 0 | 3.5 | 26.6 | 6.1 | 20 | 34.1 | 3.2 | 0 | 3.2 | 34.1 |
| Totaux (mm) | 53.6 | 52.4 | 57.8 | 0 | 6.6 | 47.5 | 15.6 | 36.2 | 128.4 | 4.3 | 0 | 4.3 | 406.7 |
| 1998 | | | | | | | | | | | | | |

| | | | | | | | | | | | | | |
|-------------|------|------|------|-------|-------|------|------|------|-------|-----|------|------|-------|
| PJ max (mm) | 39.5 | 16 | 14.4 | 8.2 | 11.1 | 6.5 | 10.5 | 3.1 | 49.2 | 3.1 | 0.7 | 1.2 | 49.2 |
| Totaux (mm) | 59.9 | 31.3 | 60.3 | 32.5 | 58.8 | 25.3 | 39.7 | 4.9 | 50.6 | 6.9 | 0.7 | 5.9 | 376.8 |
| 1999 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 8.6 | 5.1 | 4.8 | 43.6 | 1 | 0 | 4.1 | 4.1 | 14.6 | 0 | 0 | 0 | 43.6 |
| Totaux (mm) | 26.1 | 11.3 | 19.6 | 82.2 | 2.3 | 0 | 4.1 | 8.3 | 20.7 | 0 | 0 | 0 | 174.6 |
| 2000 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 4.9 | 19.6 | 10.3 | 13.1 | 37 | 6.1 | 1.5 | 28.9 | 1.8 | 0 | 1.2 | 3.6 | 37 |
| Totaux (mm) | 8.3 | 54.9 | 28 | 30.7 | 134.1 | 23.2 | 2.7 | 48.6 | 4.4 | 0 | 1.2 | 7.1 | 343.2 |
| 2001 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 10.5 | 2 | 4.6 | 4.8 | 4.2 | 7.8 | 13.7 | 1.6 | 14.6 | 0 | 1.6 | 27.5 | 27.5 |
| Totaux (mm) | 39.3 | 3 | 12.9 | 16 | 15.3 | 22.3 | 16.8 | 3.5 | 27.9 | 0 | 1.6 | 48.6 | 207.2 |
| 2002 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 2.3 | 8.4 | 24.3 | 41.6 | 28.1 | 14.2 | 1.5 | 35.2 | 2.5 | 9.1 | 17.5 | 2.2 | 41.6 |
| Totaux (mm) | 4.8 | 14.5 | 89.9 | 135.1 | 124.9 | 70 | 4 | 79 | 4.9 | 9.1 | 22.6 | 2.2 | 561 |
| 2003 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 15.9 | 49.5 | 15.6 | 22.5 | 15.5 | 3.5 | 3.7 | 6.5 | 33.1 | 8.3 | 0 | 2.5 | 49.5 |
| Totaux (mm) | 38.4 | 72.4 | 43.6 | 86.6 | 46.5 | 11.9 | 10.2 | 30.3 | 109.4 | 8.3 | 0 | 2.5 | 460.1 |
| 2004 | | | | | | | | | | | | | |

| | | | | | | | | | | | | | |
|-------------|-------|------|------|------|------|------|-------|------|------|------|-----|------|-------|
| PJ max (mm) | 16.9 | 20.2 | 23.7 | 22.2 | 32.5 | 24.1 | 4.5 | 16.4 | 0 | 1.3 | 1.5 | 5.3 | 32.5 |
| Totaux (mm) | 30.5 | 27 | 39.2 | 74.8 | 63.8 | 62.1 | 11.7 | 22.6 | 0 | 1.9 | 1.5 | 5.3 | 340.4 |
| 2005 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 9 | 18.3 | 14.6 | 26.4 | 20.3 | 29.5 | 8.1 | 35.5 | 16.1 | 0 | 1.9 | 7.3 | 35.5 |
| Totaux (mm) | 14.4 | 43.1 | 33.1 | 51.8 | 64.9 | 57.9 | 13 | 38.9 | 60.7 | 0 | 1.9 | 8.7 | 388.4 |
| 2006 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 5.3 | 0 | 37.8 | 16.7 | 1.6 | 10.5 | 36.7 | 40.5 | 11.4 | 19.2 | 9 | 11.5 | 40.5 |
| Totaux (mm) | 10 | 0 | 37.8 | 55.4 | 2.7 | 24.5 | 107.1 | 97.2 | 18.2 | 22.8 | 9 | 12.3 | 397 |
| 2007 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 86.5 | 21 | 35 | 7.1 | 0 | 11.5 | 21.2 | 0 | 11.4 | | 1.9 | 8.2 | 86.5 |
| Totaux (mm) | 138.1 | 60.9 | 62.4 | 20.1 | 0 | 18.3 | 63.8 | 0 | 50.4 | | 1.9 | 8.2 | 605 |
| 2008 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 9.2 | 14.1 | 7.8 | 19.7 | 16.2 | 9.4 | 20.5 | 31.4 | 7.8 | 0 | 1.6 | 3.5 | 31.4 |
| Totaux (mm) | 23.8 | 41.2 | 16.8 | 39.6 | 72.2 | 26.1 | 50.9 | 87.1 | 10.8 | 0 | 1.6 | 5.8 | 375.9 |
| 2009 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 38.1 | 2.7 | 15.7 | 0 | 7.6 | 14 | 14.8 | 1.7 | 7.9 | 9.1 | 0 | 8.4 | 38.1 |
| Totaux (mm) | 79.5 | 6.6 | 49 | 0 | 26.3 | 76 | 35.8 | 3.7 | 33.7 | 10.1 | 0 | 16.5 | 337.2 |
| 2010 | | | | | | | | | | | | | |

| | | | | | | | | | | | | | |
|-------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|------|-------|
| PJ max (mm) | 2.1 | 14 | 17.5 | 14.6 | 11.8 | 16.3 | 18.6 | 35.7 | 17.1 | 14.6 | 1.7 | 0 | 35.7 |
| Totaux (mm) | 3 | 40.2 | 37.1 | 16.7 | 26.8 | 77.3 | 31.7 | 76.5 | 51.9 | 26 | 1.7 | 0 | 388.9 |
| 2011 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 0 | 36.4 | 14.3 | 7.8 | 21.5 | 19.2 | 17.7 | 10.3 | 6.3 | 0 | 0 | 1 | 36.4 |
| Totaux (mm) | 0 | 53.2 | 42.9 | 33.6 | 23.3 | 83.4 | 41.9 | 21.6 | 9.4 | 0 | 0 | 1 | 310.3 |
| 2012 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 0 | 10.6 | 30.2 | 3.9 | 19 | 16.2 | 18.2 | 19.3 | 17.3 | 1.1 | 1.6 | 7.2 | 30.2 |
| Totaux (mm) | 0 | 34.2 | 65.4 | 8.5 | 86.9 | 80.7 | 50.5 | 41.2 | 58.8 | 1.1 | 1.6 | 20.5 | 449.4 |
| 2013 | | | | | | | | | | | | | |
| PJ max (mm) | 31.1 | 40.5 | 13.5 | 7.8 | 6.8 | 6.4 | 27.2 | 0 | 16.4 | 0 | 1.1 | 0 | 40.5 |
| Totaux (mm) | 53.5 | 45.8 | 60.4 | 34.7 | 27.5 | 17.2 | 91.9 | 0 | 37.6 | 0 | 1.1 | 0 | 369.7 |

Annexe 2. Table du χ^2

| P \ Y | 0.9 | 0.5 | 0.3 | 0.2 | 0.1 | 0.05 | 0.02 | 0.01 | 0.001 |
|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 1 | 0.016 | 0.455 | 1.074 | 1.642 | 2.705 | 3.841 | 5.412 | 6.635 | 10.827 |
| 2 | 0.211 | 1.386 | 2.408 | 3.219 | 4.605 | 5.991 | 7.824 | 9.210 | 13.815 |
| 3 | 0.584 | 2.366 | 3.665 | 4.642 | 6.251 | 7.815 | 9.837 | 11.345 | 16.266 |
| 4 | 1.064 | 3.357 | 4.878 | 5.989 | 7.779 | 9.488 | 11.668 | 13.277 | 18.467 |
| 5 | 1.610 | 4.351 | 6.064 | 7.289 | 9.236 | 11.070 | 13.388 | 15.086 | 20.515 |
| 6 | 2.204 | 5.348 | 7.231 | 8.558 | 10.645 | 12.592 | 15.033 | 16.812 | 22.457 |
| 7 | 2.833 | 6.346 | 8.383 | 9.803 | 12.017 | 14.067 | 16.622 | 18.475 | 24.322 |
| 8 | 3.490 | 7.344 | 9.524 | 11.030 | 13.362 | 15.507 | 18.168 | 20.090 | 26.125 |
| 9 | 4.168 | 8.343 | 10.656 | 12.242 | 14.684 | 16.919 | 19.679 | 21.666 | 27.877 |
| 10 | 4.865 | 9.342 | 11.781 | 13.442 | 15.987 | 18.307 | 21.161 | 23.209 | 29.588 |
| 11 | 5.578 | 10.341 | 12.899 | 14.631 | 17.275 | 19.675 | 22.618 | 24.725 | 31.264 |
| 12 | 6.304 | 11.340 | 14.011 | 15.812 | 18.549 | 21.026 | 24.054 | 26.217 | 32.909 |
| 13 | 7.042 | 12.340 | 15.119 | 16.985 | 19.812 | 22.362 | 25.472 | 27.688 | 34.528 |
| 14 | 7.790 | 13.339 | 16.222 | 18.151 | 21.064 | 23.685 | 26.873 | 29.141 | 36.123 |
| 15 | 8.547 | 14.339 | 17.322 | 19.311 | 22.307 | 24.996 | 28.259 | 30.578 | 37.697 |
| 16 | 9.312 | 15.338 | 18.418 | 20.465 | 23.542 | 26.296 | 29.633 | 32.000 | 39.252 |
| 17 | 10.085 | 16.338 | 19.511 | 21.615 | 24.769 | 27.587 | 30.995 | 33.409 | 40.790 |
| 18 | 10.865 | 17.338 | 20.601 | 22.760 | 25.989 | 28.869 | 32.346 | 34.805 | 42.312 |
| 19 | 11.651 | 18.338 | 21.689 | 23.900 | 27.204 | 30.144 | 33.687 | 36.191 | 43.820 |
| 20 | 12.443 | 19.337 | 22.775 | 25.038 | 28.412 | 31.410 | 35.020 | 37.566 | 45.315 |
| 21 | 13.240 | 20.337 | 23.858 | 26.171 | 29.615 | 32.671 | 36.343 | 38.932 | 46.797 |
| 22 | 14.041 | 21.337 | 24.939 | 27.301 | 30.813 | 33.924 | 37.659 | 40.289 | 48.268 |
| 23 | 14.848 | 22.337 | 26.018 | 28.429 | 32.007 | 35.172 | 38.968 | 41.638 | 49.728 |
| 24 | 15.659 | 23.337 | 27.096 | 29.553 | 33.196 | 36.415 | 40.270 | 42.980 | 51.179 |
| 25 | 16.473 | 24.337 | 28.172 | 30.675 | 34.382 | 37.652 | 41.566 | 44.314 | 52.620 |
| 26 | 17.292 | 25.336 | 29.246 | 31.795 | 35.563 | 38.885 | 42.856 | 45.642 | 54.052 |
| 27 | 18.114 | 26.336 | 30.319 | 32.912 | 36.741 | 40.113 | 44.140 | 46.963 | 55.476 |
| 28 | 18.939 | 27.336 | 31.391 | 34.027 | 37.916 | 41.337 | 45.419 | 48.278 | 56.893 |
| 29 | 19.768 | 28.336 | 32.461 | 35.139 | 39.087 | 42.557 | 46.693 | 49.588 | 58.302 |
| 30 | 20.599 | 29.336 | 33.530 | 36.250 | 40.256 | 43.773 | 47.962 | 50.892 | 59.703 |

La table donne la probabilité α pour que χ^2 égale ou dépasse une valeur donnée en fonction du nombre de degré de liberté γ

Tableau annexe 2 : Détermination du débit max probable $Q_{\max 0.1\%}$

| Durée (h) | S_i (km ²) | P nette mm | D (mm) | P eff mm | I (mm/h) | Q (m ³ /s) |
|-----------|--------------------------|------------|--------|----------|-------------|-----------------------|
| 0.3 | 0.3634 | 24.046 | 4.809 | 19.237 | 64.1 | 6.47 |
| 0.6 | 0.5545 | 29.646 | 5.929 | 23.717 | 39.5 | 6.09 |
| 0.9 | 0.8581 | 33.507 | 6.701 | 26.806 | 29.8 | 7.10 |
| 1.2 | 0.9443 | 36.549 | 7.310 | 29.239 | 24.4 | 6.39 |
| 1.5 | 0.9289 | 39.097 | 7.819 | 31.277 | 20.9 | 5.38 |
| 1.82 | 0.8998 | 41.448 | 8.290 | 33.158 | 18.2 | 4.55 |

Pour obtenir les résultats graphiques pour tracé l'hydro gramme de crue 0.1%

on a :

$$a = \frac{I_{eff}}{3.6} = \frac{29.8}{3.6} = 8.27 \text{ et } Q_{\max 0.1\%} = a \cdot \sum S_i$$

Tableau annexe 3 : Ordonnées de l'hydrogramme de crue $Q_{\max 0.1\%}$

| temps (h) | Surface max $S_{i \max}$ (km ²) | $Q_{\max 0.1\%}$ (m ³ /s) |
|-------------|---|--------------------------------------|
| 0.3 | 0.363 | 3.002 |
| 0.6 | 0.917 | 7.584 |
| 0.9 | 1.775 | 14.679 |
| 1.2 | 2.719 | 22.486 |
| 1.5 | 3.647 | 30.161 |
| 1.82 | 4.56 | 37.711 |
| 2.14 | 4.54 | 37.546 |
| 2.44 | 3.27 | 27.043 |
| 2.74 | 2.369 | 19.592 |
| 3.04 | 1.825 | 15.093 |
| 3.34 | 0.898 | 7.426 |
| 3.64 | 0 | 0.000 |

Tableau annexe 4: Détermination du débit max probable $Q_{\max 1\%}$

| Durée (h) | Si (km ²) | P nette (mm) | D (mm) | P eff (mm) | I (mm/h) | Q (m ³ /s) |
|-----------|-----------------------|--------------|--------|------------|-------------|-----------------------|
| 0.3 | 0.3634 | 18.930 | 3.79 | 15.14 | 50.5 | 5.10 |
| 0.6 | 0.5545 | 23.3384 | 4.67 | 18.67 | 31.1 | 4.79 |
| 0.9 | 0.8581 | 26.378 | 5.28 | 21.10 | 23.4 | 5.59 |
| 1.2 | 0.9443 | 28.7728 | 5.75 | 23.02 | 19.2 | 5.03 |
| 1.5 | 0.9289 | 30.778 | 6.16 | 24.62 | 16.4 | 4.24 |
| 1.82 | 0.8998 | 32.629 | 6.53 | 26.10 | 14.3 | 3.58 |

Pour obtenir les résultats graphiques pour tracé l'hydro gramme de crue 1%

on a :

$$a = \frac{I_{eff}}{3.6} = \frac{23.4}{3.6} = 6.5$$

Tableau annexe 5: Ordonnées de l'hydrogramme de crue $Q_{\max 1\%}$

| temps (h) | Surface max $S_{i \max}$ (km ²) | $Q_{\max 1\%}$ (m ³ /s) |
|-------------|--|---------------------------------------|
| 0.3 | 0.363 | 2.360 |
| 0.6 | 0.917 | 5.961 |
| 0.9 | 1.775 | 11.538 |
| 1.2 | 2.719 | 17.674 |
| 1.5 | 3.647 | 23.706 |
| 1.82 | 4.56 | 29.640 |
| 2.14 | 4.54 | 29.510 |
| 2.44 | 3.27 | 21.255 |
| 2.74 | 2.369 | 15.399 |
| 3.04 | 1.825 | 11.863 |
| 3.34 | 0.898 | 5.837 |
| 3.64 | 0 | 0.000 |

Tableau annexe 6 : Détermination du débit max probable Q_{\max} 2%

| Durée (h) | Si (km ²) | P nette (mm) | D (mm) | Pefff (mm) | I (mm/h) | Q (m ³ /s) |
|-----------|-----------------------|--------------|--------|------------|-------------|-----------------------|
| 0.3 | 0.3634 | 17.381 | 3.476 | 13.905 | 46.3 | 4.68 |
| 0.6 | 0.5545 | 21.428 | 4.286 | 17.143 | 28.6 | 4.40 |
| 0.9 | 0.8581 | 24.219 | 4.844 | 19.376 | 21.5 | 5.13 |
| 1.2 | 0.9443 | 26.418 | 5.284 | 21.134 | 17.6 | 4.62 |
| 1.5 | 0.9289 | 28.259 | 5.652 | 22.607 | 15.1 | 3.89 |
| 1.82 | 0.8998 | 29.959 | 5.992 | 23.967 | 13.2 | 3.29 |

Pour obtenir les résultats graphiques pour tracé l'hydro gramme de crue 2 %

on a :

$$a = \frac{I_{eff}}{3.6} = \frac{21.5}{3.6} = 5.97$$

Tableau annexe 7 : Ordonnées de l'hydrogramme de crue Q_{\max} 2%

| temps (h) | Surface max $S_{i\max}$ (km ²) | Q_{\max} 2% (m ³ /s) |
|-------------|--|-----------------------------------|
| 0.3 | 0.363 | 2.167 |
| 0.6 | 0.917 | 5.474 |
| 0.9 | 1.775 | 10.597 |
| 1.2 | 2.719 | 16.232 |
| 1.5 | 3.647 | 21.773 |
| 1.82 | 4.56 | 27.223 |
| 2.14 | 4.54 | 27.104 |
| 2.44 | 3.27 | 19.522 |
| 2.74 | 2.369 | 14.143 |
| 3.04 | 1.825 | 10.895 |
| 3.34 | 0.898 | 5.361 |
| 3.64 | 0 | 0.000 |

Tableau annexe 8 : Détermination du débit max probable Q_{\max} 10%

| Durée (h) | Si (km ²) | P nette (mm) | D (mm) | Pefff (mm) | I (mm/h) | Q (m ³ /s) |
|-----------|-----------------------|--------------|--------|------------|-------------|-----------------------|
| 0.3 | 0.3634 | 13.645 | 2.729 | 10.916 | 36.4 | 3.67 |
| 0.6 | 0.5545 | 16.822 | 3.364 | 13.458 | 22.4 | 3.45 |
| 0.9 | 0.8581 | 19.014 | 3.803 | 15.211 | 16.9 | 4.03 |
| 1.2 | 0.9443 | 20.740 | 4.148 | 16.592 | 13.8 | 3.63 |
| 1.5 | 0.9289 | 22.185 | 4.437 | 17.748 | 11.8 | 3.05 |
| 1.82 | 0.8998 | 23.520 | 4.704 | 18.816 | 10.3 | 2.58 |

Pour obtenir les résultats graphiques pour tracé l'hydro gramme de crue 1%

on a :

$$a = \frac{I_{eff}}{3.6} = \frac{16.9}{3.6} = 4.69$$

Tableau annexe 9 : Ordonnées de l'hydrogramme de crue Q_{\max} 10%

| temps (h) | Surface max $S_{i\max}$ (km ²) | Q_{\max} 10% (m ³ /s) |
|-------------|---|---------------------------------------|
| 0.3 | 0.363 | 1.702 |
| 0.6 | 0.917 | 4.301 |
| 0.9 | 1.775 | 8.325 |
| 1.2 | 2.719 | 12.752 |
| 1.5 | 3.647 | 17.104 |
| 1.82 | 4.56 | 21.386 |
| 2.14 | 4.54 | 21.293 |
| 2.44 | 3.27 | 15.336 |
| 2.74 | 2.369 | 11.111 |
| 3.04 | 1.825 | 8.559 |
| 3.34 | 0.898 | 4.212 |
| 3.64 | 0 | 0.000 |

Tableau annexe 10: Détermination du débit max probable Q_{\max} 5%

| duree h | Si (km ²) | Pnette mm | D mm | Pefff mm | I mm/h | Qm ³ /s |
|---------|-----------------------|-----------|-------|----------|--------|--------------------|
| 0.3 | 0.3634 | 15.291 | 3.058 | 12.233 | 40.8 | 4.12 |
| 0.6 | 0.5545 | 18.851 | 3.770 | 15.081 | 25.1 | 3.87 |
| 0.9 | 0.8581 | 21.307 | 4.261 | 17.045 | 18.9 | 4.51 |
| 1.2 | 0.9443 | 23.241 | 4.648 | 18.593 | 15.5 | 4.06 |
| 1.5 | 0.9289 | 24.861 | 4.972 | 19.889 | 13.3 | 3.42 |
| 1.82 | 0.8998 | 26.356 | 5.271 | 21.085 | 11.6 | 2.90 |

Pour obtenir les résultats graphiques pour tracé l'hydro gramme de crue 1% on a :

$$a = \frac{I_{eff}}{3.6} = \frac{18.9}{3.6} = 5.25$$

Tableau annexe 11 : Ordonnées de l'hydrogramme de crue Q_{\max} 5 %

| temps (h) | Surface max $S_{i\max}$ (km ²) | Q_{\max} 5 % (m ³ /s) |
|-------------|--|------------------------------------|
| 0 | 0 | 0 |
| 0.3 | 0.363 | 1.90575 |
| 0.6 | 0.917 | 4.81425 |
| 0.9 | 1.775 | 9.31875 |
| 1.2 | 2.719 | 14.27475 |
| 1.5 | 3.647 | 19.14675 |
| 1.82 | 4.56 | 23.94 |
| 2.14 | 4.54 | 23.835 |
| 2.44 | 3.27 | 17.1675 |
| 2.74 | 2.369 | 12.43725 |
| 3.04 | 1.825 | 9.58125 |
| 3.34 | 0.898 | 4.7145 |
| 3.64 | 0 | 0 |

Tableau annexe 12 : Les vitesses admissibles selon le type de sol constituant le canal

| Désignation du sol constituant le canal | Vadm, m/s pour les profondeurs en r | |
|--|-------------------------------------|-------------|
| | h = 3,0 | h = 5,0 |
| Roche saine | 10 + 4,4 | 11 + 15,5 |
| Roche altéré | 4,9 + 7,1 | 5,2 + 7,9 |
| Galets d m = 10 + 20 mm | 1,42 + 1,86 | 1,51 + 1,96 |
| Gravier d m = 4 + 10 mm | 1,0 + 1,42 | 1,05 + 1,51 |
| Sable grossier : dm = 1 + 2 mm | 0,62 + 0,79 | 0,65 + 0,83 |
| Sable moyen : dm = 0,5 + 1 mm | 0,50 + 0,62 | 0,52 + 0,65 |
| Sable fin : dm = 0,25 + 0,5 mm | 0,42 + 0,50 | 0,45 + 0,52 |
| Argile dure et mi-dure C = 3,6 + 8,1 Tf/m ² | 1,22 + 1,6 | 1,3 + 1,7 |
| Limons dure et mi-dure C = 1,9 + 4,7 Tf/m ² | 0,93 + 1,46 | 1,0 + 1,1 |
| Limons mollo-plastique C = 1,2 + 2,5 Tf/m ² | 0,74 + 1,04 | 0,81 + 1,1 |
| Limons sableux C = 0,3 + 1,5 Tf/m ² | 0,55 + 0,76 | 0,59 + 0,81 |

Tableau annexe 13 : La rugosité (n) en fonction de type de canal

| type de canal | n |
|--|---------------|
| I - Canaux en terre calculée pour l'évacuation d'un débit supérieur à 25 m ³ /s | |
| - dans les sols graveleux et sableux | 0,020 |
| - dans les graviers et galets | 0,0225 |
| II - Canaux dans les sols rocheux | |
| - Surface bien taillée | 0,020 + 0,025 |
| - Surface taillée sans saillies | 0,030 + 0,035 |
| - Surface taillée avec saillies | 0,040 + 0,045 |
| II - Canaux revêtus | |
| - Revêtement en béton bien fait | 0,012 + 0,014 |
| - Revêtement en gros béton | 0,015 + 0,017 |
| - Revêtement en pené | 0,027 + 0,035 |

Remarque : Pour les canaux réalisés à l'explosif la valeur donnée dans le tableau doit être majorée de 10 + 20 %

Tableau annexe 14 : Fruit du talus en fonction de type de sol

| Désignation du sol | Fruit du talus m |
|---------------------------------------|---------------------|
| Sable fin | 3 + 3,5 |
| Limon sableux et sable moyen et gros | 2 + 2,5 |
| Limon | 1,5 + 2,0 |
| Sol graveleux et sablonneux graveleux | 1,5 |
| Limon lourds | 1,0 + 1,5 |
| Argile compacte | 1,0 |
| Sol rocheux | 0,1 + 0,5 |

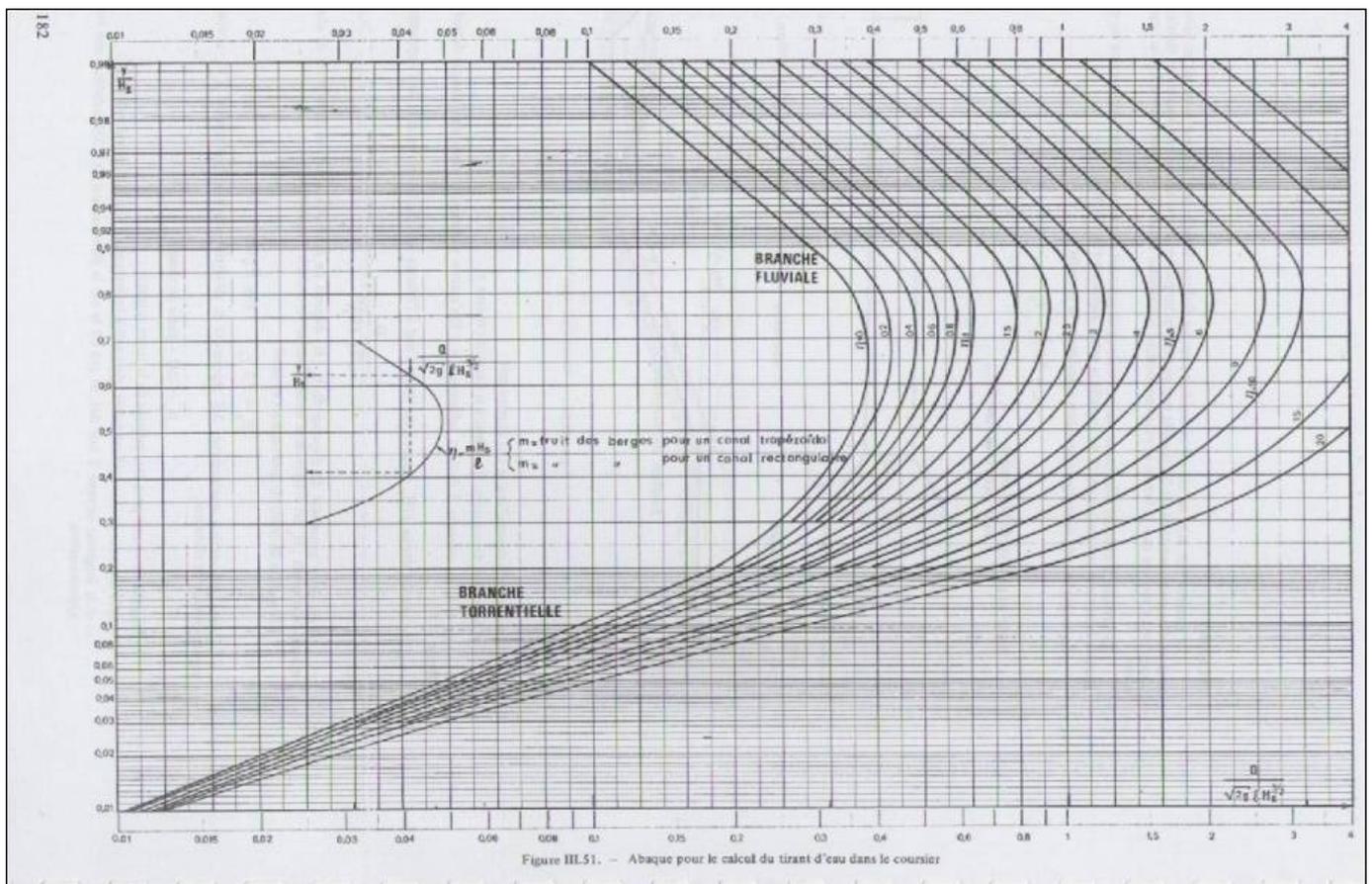


Figure annexe 8 : Abaque pour le calcul du tirant d'eau dans le coursier

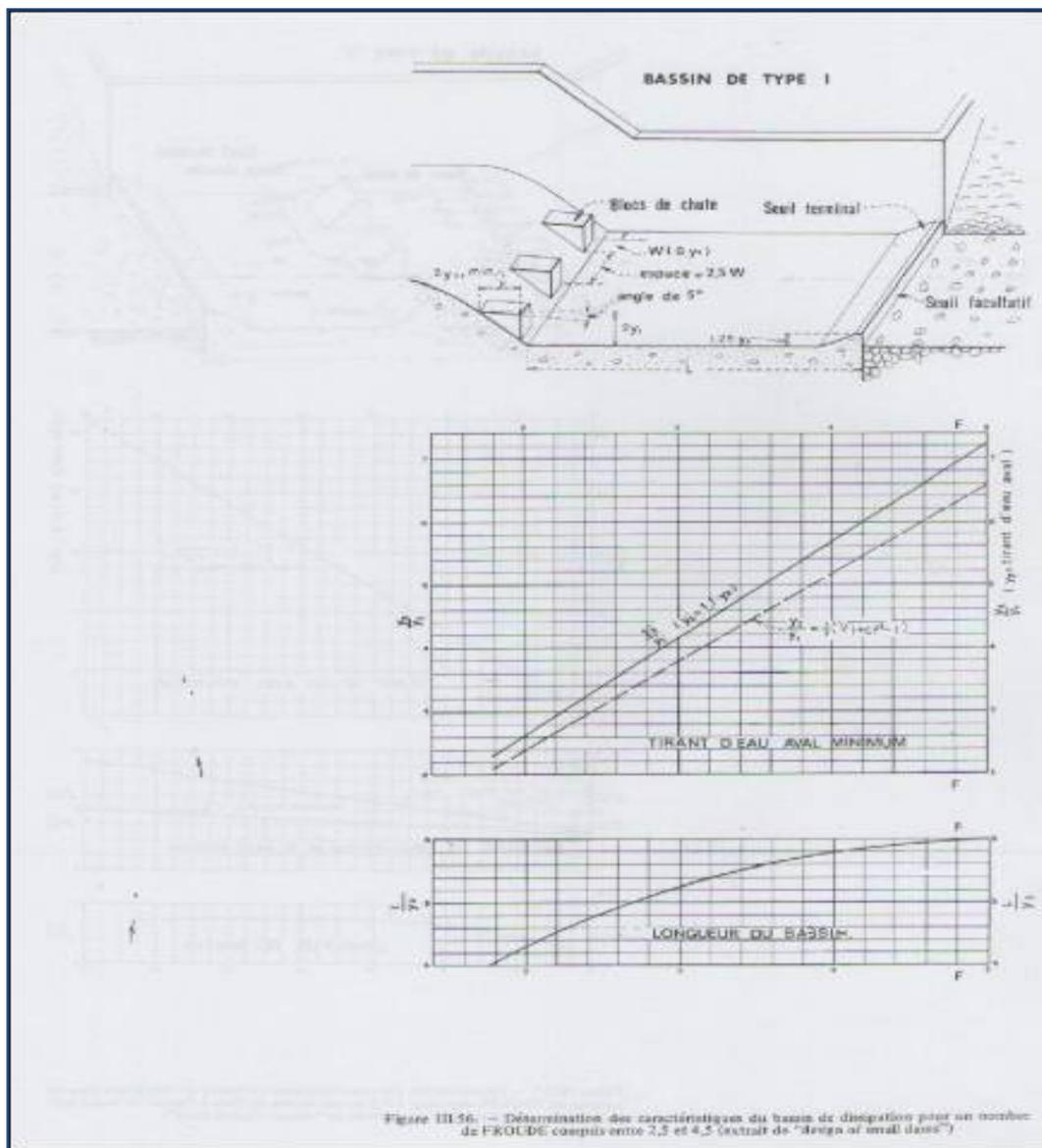


Figure annexe 9 : Diagramme des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FRAUDE compris entre 3.5 et 4.5 (extrait de design of smal dams)

La stabilité pour le cas de fonctionnement normal : talus aval R=14.9353 m

Tableau 1: Résultats de calculs de stabilité

| N° de la tranche | Largeur (b) | Hauteur (h ₁) | Hauteur (h ₂) | Hauteur (h ₃) | poids de la tranche | sin α° | cos α° | tgφ° | N | Tn | longueur de la surface de glissement | C.dl | N.tgφ | P.tgφ | N.tgφ - U | a.Gn.dn | dn | |
|-----------------------|-------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------|--------|---------|--------|--------|----------|--------------------------------------|--------|---------|-------|-----------|-------------|-------------|--|
| -4 | 0.5209 | 0.5058 | 0 | 0 | 0.4505358 | -0.4 | 0.91652 | 0.2392 | 0.4129 | -0.1802 | 0.5683 | 1.9892 | 0.09875 | 0 | 0.0988 | 1.653736657 | 14.6824 | |
| -3 | 1.49 | 1.35 | 0 | 0 | 3.44 | -0.3 | 0.95394 | 0.2392 | 3.2812 | -1.0319 | 1.5619 | 5.4668 | 0.78473 | 0 | 0.7847 | 12.2626637 | 14.2603 | |
| -2 | 1.49 | 2.7166 | 0 | 0 | 6.9216251 | -0.2 | 0.9798 | 0.2392 | 6.7818 | -1.3843 | 1.5207 | 5.3225 | 1.6219 | 0 | 1.6219 | 23.49372613 | 13.577 | |
| -1 | 1.49 | 3.8057 | 0 | 0 | 9.696543 | -0.1 | 0.99499 | 0.2392 | 9.6479 | -0.96965 | 1.4975 | 5.2413 | 2.30736 | 0 | 2.3074 | 31.59242805 | 13.03245 | |
| 0 | 1.49 | 4.7321 | 0 | 0 | 12.056918 | 0 | 1 | 0.2392 | 12.057 | 0 | 1.49 | 5.215 | 2.88348 | 0 | 2.8835 | 37.88660285 | 12.56925 | |
| 1 | 1.49 | 4.7321 | 0 | 0 | 12.056918 | 0.1 | 0.99499 | 0.2392 | 11.996 | 1.205692 | 1.4975 | 5.2413 | 2.86903 | 0 | 2.869 | 37.88660285 | 12.56925 | |
| 2 | 1.49 | 4.523 | 0 | 0 | 11.524152 | 0.2 | 0.9798 | 0.2392 | 11.291 | 2.30483 | 1.5207 | 5.3225 | 2.70039 | 0 | 2.7004 | 36.51369845 | 12.6738 | |
| 3 | 1.49 | 4.4566 | 0 | 0 | 11.354971 | 0.3 | 0.95394 | 0.2392 | 10.832 | 3.406491 | 1.5619 | 5.4668 | 2.59053 | 0 | 2.5905 | 36.07190457 | 12.707 | |
| 4 | 1.49 | 4.5568 | 0 | 0 | 11.610271 | 0.4 | 0.91652 | 0.2392 | 10.641 | 4.644108 | 1.6257 | 5.69 | 2.54486 | 0 | 2.5449 | 36.73750887 | 12.6569 | |
| 5 | 1.49 | 4.4942 | 0 | 0 | 11.450772 | 0.5 | 0.86603 | 0.2392 | 9.9167 | 5.725386 | 1.7205 | 6.0218 | 2.37163 | 0 | 2.3716 | 36.32242189 | 12.6882 | |
| 6 | 1.49 | 4.1562 | 0 | 0 | 10.589582 | 0.6 | 0.8 | 0.0699 | 8.4717 | 6.353749 | 1.8625 | 6.5188 | 0.59217 | 0 | 0.5922 | 34.03809336 | 12.8572 | |
| 7 | 1.49 | 3.5678 | 0 | 0 | 9.0903976 | 0.7 | 0.71414 | 0.0699 | 6.4918 | 6.363278 | 2.0864 | 7.3025 | 0.45378 | 0 | 0.4538 | 29.88786381 | 13.1514 | |
| 8 | 1.49 | 2.6665 | 0 | 0 | 6.7939754 | 0.8 | 0.6 | 0.0699 | 4.0764 | 5.43518 | 2.4833 | 8.6917 | 0.28494 | 0 | 0.2849 | 23.1029981 | 13.60205 | |
| 9 | 1.23 | 1.0391 | 0 | 0 | 2.185539 | 0.9 | 0.43589 | 0.0699 | 0.9527 | 1.966985 | 2.8218 | 9.8763 | 0.06659 | 0 | 0.0666 | 7.876546068 | 14.41575 | |
| F_{SS} | | 4.09 | | | | | | | | 33.89961 | | | 83.366 | | | 22.1701 | 385.3267954 | |
| F_S | | 3.1187 | | | | | | | | | | | | | | | | |

La stabilité pour le cas de fonctionnement normal : talus aval R=19.556 m

Tableau 2 : Résultats de calculs de stabilité

| N° de la tranche | largeur, b | hauteur, h ₁ | hauteur, h ₂ | hauteur, h ₃ | poids de la tranche | sin α° | cos α° | tgφ° | N | Tn | cohesion | longueur de la surface de glissement | C.dl | N.tgφ | P.tgφ | N.tgφ - U | a.Gn.dh | dn | |
|------------------|------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-----------------------|--------|---------|-------|--------|-----------|----------|--------------------------------------|--------|---------|-------|-----------|------------|---------|--------------|
| -1 | 1.7924 | 0.6137 | 0 | 0 | 4.4249463 | -0.1 | 0.99499 | 0.239 | 4.4028 | -0.442495 | 3.5 | 1.8014 | 6.305 | 1.05226 | 0 | 1.05226 | 21.2941136 | 19.249 | |
| 0 | 1.9556 | 1.5843 | 0 | 0 | 8.0736027 | 0 | 1 | 0.239 | 8.0736 | 0 | 3.5 | 1.9556 | 6.8446 | 1.92959 | 0 | 1.92959 | 37.8729674 | 18.763 | |
| 1 | 1.9556 | 1.3809 | 0 | 0 | 7.3934176 | 0.1 | 0.99499 | 0.239 | 7.3564 | 0.739342 | 3.5 | 1.9655 | 6.8791 | 1.75817 | 0 | 1.75817 | 34.8702225 | 18.865 | |
| 2 | 1.9556 | 1.1763 | 0 | 0 | 6.7092197 | 0.2 | 0.9798 | 0.239 | 6.5737 | 1.341844 | 3.5 | 1.9959 | 6.9857 | 1.57111 | 0 | 1.57111 | 31.8148681 | 18.967 | |
| 3 | 1.9556 | 1.3809 | 0 | 0 | 7.3934176 | 0.3 | 0.95394 | 0.239 | 7.0529 | 2.218025 | 3.5 | 2.05 | 7.1751 | 1.68564 | 0 | 1.68564 | 34.8702225 | 18.865 | |
| 4 | 1.9556 | 1.2786 | 0 | 0 | 7.0513187 | 0.4 | 0.91652 | 0.239 | 6.4626 | 2.820527 | 3.5 | 2.1337 | 7.4681 | 1.54457 | 0 | 1.54457 | 33.3469199 | 18.9167 | |
| 5 | 1.9556 | 1.0996 | 0 | 0 | 6.452729 | 0.5 | 0.86603 | 0.239 | 5.5882 | 3.226365 | 3.5 | 2.2581 | 7.9035 | 1.33559 | 0 | 1.33559 | 30.6604647 | 19.0062 | |
| 6 | 1.9972 | 0.562 | 0 | 0 | 4.7539751 | 0.6 | 0.8 | 0.239 | 3.8032 | 2.852385 | 3.5 | 2.4965 | 8.7378 | 0.90896 | 0 | 0.90896 | 22.9082175 | 19.275 | |
| | | | | | 52.252627 | | | | | 12.75599 | | | 58.299 | | 0 | 11.785 | 247.637 | | |
| | | | | | F_{ss} | | | | | | | | | | | | | | 5.494 |
| | | | | | F_s | | | | | | | | | | | | | | 5.534 |

La stabilité pour le cas de fin de construction : talus aval R= 13.2551 m

Tableau 4 : Résultats de calculs de stabilité

| N° de la tranche | largeur, b | hauteur, h ₁ | hauteur, h ₂ | hauteur, h ₃ | poids de la tranche | sin α° | cos α° | tgφ° | N | Tn | longueur de la surface de glissement | C.dl | N.tgφ | P.tgφ | N.tgφ - P.tgφ | a.Gn.dn | dn |
|------------------|------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------|--------|--------|--------|------|-------|--------------------------------------|-------|-------|-------|---------------|------------|----------|
| -3 | 1.33 | 1.527 | 0 | 0 | 3.46111 | -0.3 | 0.954 | 0.0612 | 3.3 | -1.03 | 1.39 | 4.863 | 0.202 | 0 | 0.202 | 10.8086009 | 12.4915 |
| -2 | 1.33 | 2.527 | 0 | 0 | 5.72771 | -0.2 | 0.98 | 0.0612 | 5.61 | -1.14 | 1.35 | 4.735 | 0.343 | 0 | 0.343 | 17.1709611 | 11.9915 |
| -1 | 1.33 | 3.56 | 0 | 0 | 8.06911 | -0.1 | 0.995 | 0.0612 | 8.03 | -0.80 | 1.33 | 4.663 | 0.491 | 0 | 0.491 | 23.1482702 | 11.475 |
| 0 | 1.33 | 3.8381 | 0 | 0 | 8.69946 | 0 | 1 | 0.0612 | 8.7 | 0 | 1.33 | 4.639 | 0.532 | 0 | 0.532 | 24.6541514 | 11.33595 |
| 1 | 1.33 | 3.7681 | 0 | 0 | 8.54079 | 0.1 | 0.995 | 0.0612 | 8.5 | 0.854 | 1.33 | 4.663 | 0.52 | 0 | 0.52 | 24.2792362 | 11.37095 |
| 2 | 1.33 | 3.647 | 0 | 0 | 8.26631 | 0.2 | 0.98 | 0.0612 | 8.1 | 1.653 | 1.35 | 4.735 | 0.495 | 0 | 0.495 | 23.6240762 | 11.4315 |
| 3 | 1.33 | 3.344 | 0 | 0 | 7.57953 | 0.3 | 0.954 | 0.0612 | 7.23 | 2.274 | 1.39 | 4.863 | 0.442 | 0 | 0.442 | 21.9484157 | 11.583 |
| 4 | 1.33 | 3.1618 | 0 | 0 | 7.16655 | 0.4 | 0.917 | 0.0612 | 6.57 | 2.867 | 1.45 | 5.062 | 0.402 | 0 | 0.402 | 20.9157603 | 11.6741 |
| 5 | 1.33 | 3.0634 | 0 | 0 | 6.94352 | 0.5 | 0.866 | 0.0612 | 6.01 | 3.472 | 1.53 | 5.357 | 0.368 | 0 | 0.368 | 20.3502354 | 11.7233 |
| 6 | 1.33 | 2.7683 | 0 | 0 | 6.27464 | 0.6 | 0.8 | 0.0612 | 5.02 | 3.765 | 1.66 | 5.799 | 0.307 | 0 | 0.307 | 18.6213353 | 11.87085 |
| 7 | 1.33 | 1.4059 | 0 | 0 | 3.18662 | 0.7 | 0.714 | 0.0612 | 2.28 | 2.231 | 1.86 | 6.496 | 0.139 | 0 | 0.139 | 9.9996533 | 12.55205 |
| 8 | 0.68 | 0.1975 | 0 | 0 | 0.22999 | 0.8 | 0.6 | 0.0612 | 0.14 | 0.184 | 1.14 | 3.973 | 0.008 | 0 | 0.008 | 0.75645387 | 13.15625 |
| | | | | | | | | | | 14.31 | | 59.85 | 4.25 | | 4.25 | 216.27715 | |
| | | F _s | 3.042 | | | | | | | | | | | | | | |
| | | F _{ss} | 4.48 | | | | | | | | | | | | | | |

La stabilité pour le cas de fin de construction : talus aval R= 21.2747 m

Tableau 5 : Résultats de calculs de stabilité

| N° de la tranche | largeur, b | hauteur, h ₁ | hauteur, h ₂ | hauteur, h ₃ | poids de la tranche | sin α° | cos α° | tgφ° | N | Tn | longueur de la surface de glissement | C.dl | N.tgφ | P.tgφ | N.tgφ - P.tgφ | a.Gn.dn | dn |
|------------------|------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------|--------|--------|--------|------|--------|--------------------------------------|-------|-------|-------|---------------|------------|----------|
| -2 | 1.7 | 0.4552 | 0 | 0 | 1.32459 | -0.2 | 0.98 | 0.0612 | 1.3 | -0.265 | 1.74 | 6.079 | 0.079 | 0 | 0.079 | 6.96969279 | 21.0471 |
| -1 | 2.127 | 2.1546 | 0 | 0 | 7.83838 | -0.1 | 0.995 | 0.0612 | 7.8 | -0.784 | 2.14 | 7.484 | 0.477 | 0 | 0.477 | 39.5787146 | 20.1974 |
| 0 | 2.127 | 3.6416 | 0 | 0 | 13.248 | 0 | 1 | 0.0612 | 13.2 | 0 | 2.13 | 7.446 | 0.81 | 0 | 0.81 | 64.4315358 | 19.4539 |
| 1 | 2.127 | 4.0968 | 0 | 0 | 14.9041 | 0.1 | 0.995 | 0.0612 | 14.8 | 1.49 | 2.14 | 7.484 | 0.907 | 0 | 0.907 | 71.6374373 | 19.2263 |
| 2 | 2.127 | 3.4595 | 0 | 0 | 12.5856 | 0.2 | 0.98 | 0.0612 | 12.3 | 2.517 | 2.17 | 7.6 | 0.754 | 0 | 0.754 | 61.4960842 | 19.54495 |
| 3 | 2.127 | 3.8237 | 0 | 0 | 13.9105 | 0.3 | 0.954 | 0.0612 | 13.3 | 4.173 | 2.23 | 7.806 | 0.812 | 0 | 0.812 | 67.3368282 | 19.36285 |
| 4 | 2.127 | 3.8844 | 0 | 0 | 14.1313 | 0.4 | 0.917 | 0.0612 | 13 | 5.653 | 2.32 | 8.124 | 0.792 | 0 | 0.792 | 68.298557 | 19.3325 |
| 5 | 2.127 | 3.7327 | 0 | 0 | 13.5795 | 0.5 | 0.866 | 0.0612 | 11.8 | 6.79 | 2.46 | 8.598 | 0.719 | 0 | 0.719 | 65.8887496 | 19.40835 |
| 6 | 2.127 | 3.2775 | 0 | 0 | 11.9235 | 0.6 | 0.8 | 0.0612 | 9.54 | 7.154 | 2.66 | 9.308 | 0.583 | 0 | 0.583 | 58.5321102 | 19.63595 |
| 7 | 2.127 | 2.3064 | 0 | 0 | 8.39062 | 0.7 | 0.714 | 0.0612 | 5.99 | 5.873 | 2.98 | 10.43 | 0.366 | 0 | 0.366 | 42.2079779 | 20.1215 |
| 8 | 1.19 | 0.5766 | 0 | 0 | 1.16899 | 0.8 | 0.6 | 0.0612 | 0.7 | 0.935 | 1.98 | 6.916 | 0.043 | 0 | 0.043 | 6.13319671 | 20.9864 |
| | | F _s | 1.8426 | | | | | | | 33.54 | | | | | 6.344 | 552.510884 | |
| | | F _{ss} | 2.791 | | | | | | | | | | | | | | |

La stabilité pour le cas de fin de construction : talus aval R= 20.1648 m

Tableau 6 : Résultats de calculs de stabilité

| N° de la tranche | largeur, b | hauteur, h ₁ | hauteur, h ₂ | hauteur, h ₃ | poids de la tranche | sin α° | cos α° | tgφ° | N | Tn | C | longueur de la surface de glissement | C.dl | N.tgφ | P.tgφ | N.tgφ - P.tgφ | a.Gn.dn | dn |
|------------------|------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------|--------|--------|--------|------|--------------|-----|--------------------------------------|--------------|--------------|-------|---------------|-------------------|----------|
| -3 | 1.816 | 0.0099 | 0 | 0.2274 | 0.37342 | -0.3 | 0.954 | 0.2392 | 0.36 | -0.112 | 3.5 | 1.9 | 6.661 | 0.085 | 0.433 | -0.35 | 1.88200399 | 20.15985 |
| -2 | 2.016 | 0.5301 | 0 | 1.6964 | 4.66711 | -0.2 | 0.98 | 0.2392 | 4.57 | -0.933 | 3.5 | 2.06 | 7.203 | 1.094 | 3.491 | -2.4 | 23.218574 | 19.89975 |
| -1 | 2.0160 | 0.6715 | 0 | 3.0422 | 7.40535 | -0.1 | 0.995 | 0.2392 | 7.37 | -0.741 | 3.5 | 2.03 | 7.092 | 1.762 | 6.164 | -4.4 | 36.7102869 | 19.82905 |
| 0 | 2.0160 | 0.6185 | 0 | 4.2939 | 9.31709 | 0 | 1 | 0.2392 | 9.32 | 0 | 3.5 | 2.02 | 7.056 | 2.228 | 8.657 | -6.43 | 46.2489824 | 19.85555 |
| 1 | 2.0160 | 0.2297 | 0 | 5.0098 | 9.17466 | 0.1 | 0.995 | 0.2392 | 9.13 | 0.917 | 3.5 | 2.03 | 7.092 | 2.183 | 10.15 | -7.97 | 45.9878522 | 20.04995 |
| 2 | 2.0160 | 4.2268 | 0 | 0 | 14.5713 | 0.2 | 0.98 | 0.2392 | 14.3 | 2.914 | 3.5 | 2.06 | 7.201 | 3.414 | 0 | 3.414 | 65.7580968 | 18.0514 |
| 3 | 2.0160 | 4.329 | 0 | 0 | 14.9236 | 0.3 | 0.954 | 0.2392 | 14.2 | 4.477 | 3.5 | 2.11 | 7.397 | 3.405 | 0 | 3.405 | 67.1574158 | 18.0003 |
| 4 | 2.0160 | 4.472 | 0 | 0 | 15.4166 | 0.4 | 0.917 | 0.2392 | 14.1 | 6.167 | 3.5 | 2.2 | 7.699 | 3.379 | 0 | 3.379 | 69.1002573 | 17.9288 |
| 5 | 2.0160 | 3.6578 | 0 | 0 | 12.6098 | 0.5 | 0.866 | 0.2392 | 10.9 | 6.305 | 3.5 | 2.33 | 8.148 | 2.612 | 0 | 2.612 | 57.8027944 | 18.3359 |
| 6 | 2.0160 | 2.7212 | 0 | 0 | 9.38096 | 0.6 | 0.8 | 0.2392 | 7.5 | 5.629 | 3.5 | 2.52 | 8.82 | 1.795 | 0 | 1.795 | 44.1003434 | 18.8042 |
| 7 | 2.0160 | 1.376 | 0 | 0 | 4.74357 | 0.7 | 0.714 | 0.2392 | 3.39 | 3.32 | 3.5 | 2.82 | 9.88 | 0.81 | 0 | 0.81 | 23.0973782 | 19.4768 |
| | | F_s | 1.8177 | | | | | | | 27.94 | | | 84.25 | 22.77 | | -6.13 | 481.063985 | |
| | | F_{ss} | 2.796 | | | | | | | | | | | | | | | |

La stabilité pour le cas de fin de construction : talus amont $R= 15.321$ m

Tableau 7: Résultats de calculs de stabilité

| N° de la tranche | largeur, b | hauteur, h ₁ | hauteur, h ₂ | hauteur, h ₃ | poids de la tranche | sin α° | cos α° | tgφ° | N | Tn | longueur de la surface de glissement | C.dl | N.tgφ | P.tgφ | N.tgφ - P.tgφ | a.Gn.dn | dn |
|------------------|------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------|--------|--------|--------|------|--------------|--------------------------------------|--------------|--------------|-------|---------------|-------------------|----------|
| -4 | 1.816 | 0.8055 | 0 | 0 | 2.50082 | -0.4 | 0.917 | 0.2392 | 2.29 | -1 | 1.98 | 6.933 | 0.548 | 0 | 0.548 | 9.3269515 | 14.91825 |
| -3 | 1.5321 | 1.9077 | 0 | 0.212 | 6.93291 | -0.3 | 0.954 | 0.2392 | 6.61 | -2.08 | 2.11 | 7.398 | 1.582 | 0.448 | 1.134 | 24.901555 | 14.36715 |
| -2 | 1.5321 | 2.5436 | 0 | 0.5723 | 9.72632 | -0.2 | 0.98 | 0.2392 | 9.53 | -1.945 | 2.06 | 7.201 | 2.279 | 1.178 | 1.102 | 34.1617644 | 14.0492 |
| -1 | 1.5321 | 3.0735 | 0 | 0.8479 | 12.0142 | -0.1 | 0.995 | 0.2392 | 12 | -1.201 | 2.03 | 7.092 | 2.859 | 1.718 | 1.141 | 41.4018049 | 13.78425 |
| 0 | 1.5321 | 3.667 | 0 | 0.9115 | 14.1667 | 0 | 1 | 0.2392 | 14.2 | 0 | 2.02 | 7.056 | 3.388 | 1.838 | 1.55 | 47.7682196 | 13.4875 |
| 1 | 1.5321 | 4.2817 | 0 | 0.9115 | 16.2858 | 0.1 | 0.995 | 0.2392 | 16.2 | 1.629 | 2.03 | 7.092 | 3.875 | 1.847 | 2.028 | 53.6621768 | 13.18015 |
| 2 | 1.5321 | 4.8329 | 0 | 0.6733 | 17.7874 | 0.2 | 0.98 | 0.2392 | 17.4 | 3.557 | 2.06 | 7.201 | 4.168 | 1.385 | 2.783 | 57.3844871 | 12.90455 |
| 3 | 1.5321 | 5.4052 | 0 | 0.2756 | 19.0948 | 0.3 | 0.954 | 0.2392 | 18.2 | 5.728 | 2.11 | 7.397 | 4.356 | 0.582 | 3.774 | 60.2365389 | 12.6184 |
| 4 | 1.5321 | 5.5747 | 0 | 0 | 19.218 | 0.4 | 0.917 | 0.2392 | 17.6 | 7.687 | 2.2 | 7.699 | 4.212 | 0 | 4.212 | 60.2179145 | 12.53365 |
| 5 | 1.5321 | 5.5112 | 0 | 0 | 18.9991 | 0.5 | 0.866 | 0.2392 | 16.5 | 9.5 | 2.33 | 8.148 | 3.935 | 0 | 3.935 | 59.6827927 | 12.5654 |
| 6 | 1.4645 | 5.172 | 0 | 0 | 12.9522 | 0.6 | 0.8 | 0.2392 | 10.4 | 7.771 | 1.83 | 6.407 | 2.478 | 0 | 2.478 | 41.2366105 | 12.735 |
| 7 | 1.4008 | 4.4513 | 0 | 0 | 10.6625 | 0.7 | 0.714 | 0.2392 | 7.61 | 7.464 | 1.96 | 6.865 | 1.821 | 0 | 1.821 | 34.9072975 | 13.09535 |
| 8 | 1.4433 | 3.5187 | 0 | 0 | 8.6843 | 0.8 | 0.6 | 0.0042 | 5.21 | 6.947 | 2.41 | 8.419 | 0.022 | 0 | 0.022 | 29.4433691 | 13.56165 |
| 9 | 1.804 | 1.844 | 0 | 0 | 5.68844 | 0.9 | 0.436 | 0.0042 | 2.48 | 5.12 | 4.14 | 14.49 | 0.01 | 0 | 0.01 | 20.4769797 | 14.399 |
| | | F_s | 1.567 | | | | | | | 49.18 | | 109.4 | 35.53 | | 26.54 | 574.808462 | |
| | | F_{ss} | 2.764 | | | | | | | | | | | | | | |

La stabilité pour le cas de fin de construction : talus amont $R= 21.3961$ m

Tableau 8: Résultats de calculs de stabilité

| N° de la tranche | largeur, b | hauteur, h ₁ | hauteur, h ₂ | hauteur, h ₃ | poids de la tranche | sin α° | cos α° | tgφ° | N | Tn | longueur de la surface de glissement | C.dl | N.tgφ | a.Gn.dn | dn |
|------------------|------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------|--------|--------|--------|------|--------|--------------------------------------|-------|-------|------------|----------|
| -3 | 2.314 | 0.4411 | 0 | 0.2681 | 2.26072 | -0.3 | 0.954 | 0.2392 | 2.16 | -0.678 | 2.43 | 8.492 | 0.516 | 11.9679718 | 21.17555 |
| -2 | 2.13961 | 1.257 | | 0.6488 | 5.75122 | -0.2 | 0.98 | 0.2392 | 5.64 | -1.15 | 2.18 | 7.643 | 1.348 | 29.8597386 | 20.7676 |
| -1 | 2.13961 | 1.9869 | 0 | 0.811 | 8.70977 | -0.1 | 0.995 | 0.2392 | 8.67 | -0.871 | 2.15 | 7.526 | 2.073 | 44.4256099 | 20.40265 |
| 0 | 2.13961 | 3.3251 | 0 | 0.6893 | 13.3898 | 0 | 1 | 0.2392 | 13.4 | 0 | 2.14 | 7.489 | 3.202 | 66.0568991 | 19.73355 |
| 1 | 2.13961 | 3.69 | 0 | 0.5877 | 14.5444 | 0.1 | 0.995 | 0.2392 | 14.5 | 1.454 | 2.15 | 7.526 | 3.461 | 71.0897921 | 19.5511 |
| 2 | 2.13961 | 4.501 | 0 | 0 | 16.468 | 0.2 | 0.98 | 0.2392 | 16.1 | 3.294 | 2.18 | 7.643 | 3.859 | 78.8222327 | 19.1456 |
| 3 | 2.13961 | 4.7849 | 0 | 0 | 17.5067 | 0.3 | 0.954 | 0.2392 | 16.7 | 5.252 | 2.24 | 7.85 | 3.994 | 83.1726669 | 19.00365 |
| 4 | 2.13961 | 4.3794 | 0 | 0 | 16.0231 | 0.4 | 0.917 | 0.2392 | 14.7 | 6.409 | 2.33 | 8.171 | 3.512 | 76.9363044 | 19.2064 |
| 5 | 2.13961 | 3.9333 | 0 | 0 | 14.3909 | 0.5 | 0.866 | 0.2392 | 12.5 | 7.195 | 2.47 | 8.647 | 2.981 | 69.9017932 | 19.42945 |
| 6 | 2.13961 | 3.1223 | 0 | 0 | 11.4237 | 0.6 | 0.8 | 0.2392 | 9.14 | 6.854 | 2.67 | 9.361 | 2.186 | 56.6469429 | 19.83495 |
| 7 | 2.13961 | 1.7842 | 0 | 0 | 6.52791 | 0.7 | 0.714 | 0.2392 | 4.66 | 4.57 | 3 | 10.49 | 1.115 | 33.4620748 | 20.504 |
| 8 | 1.0151 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.8 | 0.6 | 0.2392 | 0 | 0 | 1.69 | 5.921 | 0 | 0 | 21.3961 |
| | | | | | | | | | | 32.33 | | 96.76 | 28.25 | 622.342 | |
| | | F_s | 2.035 | | | | | | | | | | | | |
| | | F_{ss} | 3.867 | | | | | | | | | | | | |

La stabilité pour le cas de fin de construction : talus amont R= 22.00 m

Tableau 9: Résultats de calculs de stabilité

| N° de la tranche | largeur, b | hauteur, h ₁ | hauteur, h ₂ | hauteur, h ₃ | poids de la tranche | sin α° | cos α° | tgφ° | N | Tn | longueur de la surface de glissement | C.dl | N.tgφ | a.Gn.dn | dn |
|------------------|------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------|--------|--------|--------|------|--------------|--------------------------------------|--------------|-------|------------|----------|
| -3 | 2.2 | 0.9428 | 0 | 0.7682 | 4.94955 | -0.3 | 0.954 | 0.2392 | 4.72 | -1.485 | 2.31 | 8.072 | 1.129 | 26.6392033 | 21.5286 |
| -2 | 2.2 | 1.7983 | 0 | 1.344 | 9.21935 | -0.2 | 0.98 | 0.2392 | 9.03 | -1.844 | 2.25 | 7.859 | 2.16 | 48.634023 | 21.10085 |
| -1 | 2.2 | 2.566 | 0 | 1.6237 | 12.6182 | -0.1 | 0.995 | 0.2392 | 12.6 | -1.262 | 2.21 | 7.739 | 3.003 | 65.3526476 | 20.717 |
| 0 | 2.2 | 3.457 | 0 | 1.711 | 16.1295 | 0 | 1 | 0.2392 | 16.1 | 0 | 2.2 | 7.7 | 3.857 | 81.7423912 | 20.2715 |
| 1 | 2.2 | 4.1554 | 0 | 1.5714 | 18.502 | 0.1 | 0.995 | 0.2392 | 18.4 | 1.85 | 2.21 | 7.739 | 4.403 | 92.1505548 | 19.9223 |
| 2 | 2.2 | 5.0458 | 0 | 1.174 | 21.126 | 0.2 | 0.98 | 0.2392 | 20.7 | 4.225 | 2.25 | 7.859 | 4.95 | 102.868419 | 19.4771 |
| 3 | 2.2 | 5.9401 | 0 | 0.5762 | 23.3988 | 0.3 | 0.954 | 0.2392 | 22.3 | 7.02 | 2.31 | 8.072 | 5.338 | 111.319486 | 19.02995 |
| 4 | 2.2 | 6.3553 | 0 | 0 | 23.9086 | 0.4 | 0.917 | 0.2392 | 21.9 | 9.563 | 2.4 | 8.401 | 5.241 | 112.504191 | 18.82235 |
| 5 | 2.2 | 6.0436 | 0 | 0 | 22.736 | 0.5 | 0.866 | 0.2392 | 19.7 | 11.37 | 2.54 | 8.891 | 4.709 | 107.872199 | 18.9782 |
| 6 | 2.2 | 5.2578 | 0 | 0 | 19.7798 | 0.6 | 0.8 | 0.2392 | 15.8 | 11.87 | 2.75 | 9.625 | 3.784 | 95.7893321 | 19.3711 |
| 7 | 2.2 | 4.0154 | 0 | 0 | 15.1059 | 0.7 | 0.714 | 0.2392 | 10.8 | 10.57 | 3.08 | 10.78 | 2.58 | 75.5005951 | 19.9923 |
| 8 | 1.958 | 1.2571 | 0 | 0 | 4.209 | 0.8 | 0.6 | 0.2392 | 2.53 | 3.367 | 3.26 | 11.42 | 0.604 | 22.4880927 | 21.37145 |
| | | | | | | | | | | | | | | 942.861134 | |
| | | F_s | 1.487 | | | | | | | 55.25 | | 104.2 | 41.76 | | |
| | | F_{ss} | 2.641 | | | | | | | | | | | | |

La stabilité pour le cas de vidange rapide : talus amont R= 18.543 m

Tableau 10 : Résultats de calculs de stabilité

| N° de la tranche | largeur, b | hauteur, h ₁ | hauteur, h ₂ | hauteur, h ₃ | poids de la tranche | sin α° | cos α° | Tg φ° | N | Tn | C | surface de glissement | C.dl | N.tgφ | a.Gn.dn | dn |
|------------------|------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------|--------|--------|--------|------|--------------|-----|-----------------------|--------------|--------------|------------------|----------|
| -1 | 1.8543 | 0.81 | 0 | 0.7682 | 3.7507 | -0.1 | 0.995 | 0.2392 | 3.73 | -0.375 | 3.5 | 1.86 | 6.523 | 0.893 | 17.0077536 | 18.1382 |
| 0 | 1.8543 | 1.4718 | 0 | 1.344 | 6.73537 | 0 | 1 | 0.2392 | 6.74 | 0 | 3.5 | 1.85 | 6.49 | 1.611 | 29.9846894 | 17.8073 |
| 1 | 1.8543 | 1.8398 | 0 | 1.6237 | 8.33272 | 0.1 | 0.995 | 0.2392 | 8.29 | 0.833 | 3.5 | 1.86 | 6.523 | 1.983 | 36.7125135 | 17.6233 |
| 2 | 1.8543 | 2.1759 | 0 | 1.711 | 9.53281 | 0.2 | 0.98 | 0.2392 | 9.34 | 1.907 | 3.5 | 1.89 | 6.624 | 2.234 | 41.5993784 | 17.45525 |
| 3 | 1.8543 | 2.2215 | 0 | 1.5714 | 9.46254 | 0.3 | 0.954 | 0.2392 | 9.03 | 2.839 | 3.5 | 1.94 | 6.803 | 2.159 | 41.2388268 | 17.43245 |
| 4 | 1.8543 | 2.0392 | 0 | 1.174 | 8.27287 | 0.4 | 0.917 | 0.2392 | 7.58 | 3.309 | 3.5 | 2.02 | 7.081 | 1.813 | 36.2426181 | 17.5236 |
| 5 | 1.8543 | 1.6063 | 0 | 0.5762 | 5.98015 | 0.5 | 0.866 | 0.2392 | 5.18 | 2.99 | 3.5 | 2.14 | 7.494 | 1.239 | 26.5220521 | 17.74005 |
| 6 | 1.8543 | 0.8088 | 0 | 0 | 2.56459 | 0.6 | 0.8 | 0.2392 | 2.05 | 1.539 | 3.5 | 2.32 | 8.113 | 0.491 | 11.6296277 | 18.1388 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | F_s | 2.614 | | | | | | | 13.04 | | | 55.65 | 12.42 | 240.93746 | |
| | | F_{ss} | 3.22 | | | | | | | | | | | | | |

La stabilité pour le cas de vidange rapide : talus amont R= 23.0224m

Tableau 11: Résultats de calculs de stabilité

| N° de la tranche | largeur, b | hauteur, h ₁ | hauteur, h ₂ | hauteur, h ₃ | poids de la tranche | sin α | cos α° | Tg φ° | N | Tn | longueur de la surface de | C.dl | N.tgφ | P.tgφ | a.Gn.dn | dn |
|------------------|------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------|-------|--------|--------|------|--------|---------------------------|-------|-------|-------|------------|----------|
| -4 | 2.3020 | 0.9021 | 0 | 0.6245 | 4.74425 | -0.4 | 0.917 | 0.2392 | 4.35 | -1.898 | 2.51 | 8.791 | 1.04 | 1.569 | 26.7710411 | 22.57135 |
| -3 | 2.3020 | 1.8735 | 0 | 1.249 | 9.7613 | -0.3 | 0.954 | 0.2392 | 9.31 | -2.928 | 2.41 | 8.446 | 2.227 | 3.014 | 53.8961484 | 22.08565 |
| -2 | 2.3020 | 2.7756 | 0 | 1.4572 | 13.7101 | -0.2 | 0.98 | 0.2392 | 13.4 | -2.742 | 2.35 | 8.223 | 3.213 | 3.424 | 74.1533547 | 21.6346 |
| -1 | 2.3020 | 3.6082 | 0 | 1.5034 | 17.0759 | -0.1 | 0.995 | 0.2392 | 17 | -1.708 | 2.31 | 8.098 | 4.063 | 3.478 | 90.5802696 | 21.2183 |
| 0 | 2.3020 | 4.5103 | 0 | 1.3647 | 20.3619 | 0 | 1 | 0.2392 | 20.4 | 0 | 2.3 | 8.057 | 4.87 | 3.142 | 105.715234 | 20.76725 |
| 1 | 2.3020 | 5.3198 | 0 | 0.8789 | 22.6202 | 0.1 | 0.995 | 0.2392 | 22.5 | 2.262 | 2.31 | 8.098 | 5.383 | 2.033 | 115.151191 | 20.3625 |
| 2 | 2.3020 | 6.1294 | 0 | 0 | 24.1279 | 0.2 | 0.98 | 0.2392 | 23.6 | 4.826 | 2.35 | 8.223 | 5.654 | 0 | 120.384311 | 19.9577 |
| 3 | 2.3020 | 6.2682 | 0 | 0 | 24.6743 | 0.3 | 0.954 | 0.2392 | 23.5 | 7.402 | 2.41 | 8.446 | 5.629 | 0 | 122.68231 | 19.8883 |
| 4 | 2.3020 | 5.875 | 0 | 0 | 23.1265 | 0.4 | 0.917 | 0.2392 | 21.2 | 9.251 | 2.51 | 8.791 | 5.069 | 0 | 116.123197 | 20.0849 |
| 5 | 2.3020 | 5.0654 | 0 | 0 | 19.9395 | 0.5 | 0.866 | 0.0042 | 17.3 | 9.97 | 2.66 | 9.303 | 0.072 | 0 | 102.138808 | 20.4897 |
| 6 | 2.3020 | 3.4075 | 0 | 0 | 13.4134 | 0.6 | 0.8 | 0.0042 | 10.7 | 8.048 | 2.88 | 10.07 | 0.045 | 0 | 71.4886346 | 21.31865 |
| | | | | | | | | | | 32.48 | | 94.55 | 37.26 | 0 | 999.084499 | |
| | | F _s | 3.29 | | | | | | | | | | | | | |
| | | F _{ss} | 4.058 | | | | | | | | | | | | | |

La stabilité pour le cas de vidange rapide : talus amont R=21.7656 m

Tableau 12: Résultats de calculs de stabilité

| N° de la tranche | largeur, b | hauteur, h ₁ | hauteur, h ₂ | hauteur, h ₃ | poids de la tranche | sin α° | cos α° | tgφ° | N | Tn | C | longueur de la surface de | C.dl | N.tgφ | a.Gn.dn | dn |
|------------------|------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------|--------|--------|--------|------|-------|-----|---------------------------|-------|-------|------------|----------|
| -1 | 2.17656 | 1.6914 | 0 | 0 | 6.29525 | -0.1 | 0.995 | 0.2392 | 6.26 | -0.63 | 3.5 | 2.19 | 7.656 | 1.498 | 32.9151942 | 20.9143 |
| 0 | 2.17656 | 2.6635 | 0 | 0 | 9.91333 | 0 | 1 | 0.2392 | 9.91 | 0 | 3.5 | 2.18 | 7.618 | 2.371 | 50.6279833 | 20.42825 |
| 1 | 2.17656 | 3.412 | 0 | 0 | 12.6992 | 0.1 | 0.995 | 0.2392 | 12.6 | 1.27 | 3.5 | 2.19 | 7.656 | 3.022 | 63.6673532 | 20.054 |
| 2 | 2.17656 | 4.0369 | 0 | 0 | 15.025 | 0.2 | 0.98 | 0.2392 | 14.7 | 3.005 | 3.5 | 2.22 | 7.775 | 3.521 | 74.1542424 | 19.74155 |
| 3 | 2.17656 | 4.4069 | 0 | 0 | 16.4021 | 0.3 | 0.954 | 0.2392 | 15.6 | 4.921 | 3.5 | 2.28 | 7.986 | 3.742 | 80.1922135 | 19.55655 |
| 4 | 2.17656 | 4.5238 | 0 | 0 | 16.8372 | 0.4 | 0.917 | 0.2392 | 15.4 | 6.735 | 3.5 | 2.37 | 8.312 | 3.691 | 82.0734052 | 19.4981 |
| 5 | 2.17656 | 4.408 | 0 | 0 | 16.4062 | 0.5 | 0.866 | 0.2392 | 14.2 | 8.203 | 3.5 | 2.51 | 8.796 | 3.398 | 80.2099743 | 19.556 |
| 6 | 2.17656 | 3.9008 | 0 | 0 | 14.5185 | 0.6 | 0.8 | 0.2392 | 11.6 | 8.711 | 3.5 | 2.72 | 9.522 | 2.778 | 71.9012024 | 19.8096 |
| 7 | 2.17656 | 3.0933 | 0 | 0 | 11.513 | 0.7 | 0.714 | 0.2392 | 8.22 | 8.059 | 3.5 | 3.05 | 10.67 | 1.966 | 58.1791136 | 20.21335 |
| 8 | 2.17656 | 1.8567 | 0 | 0 | 6.91048 | 0.8 | 0.6 | 0.0042 | 4.15 | 5.528 | 3.5 | 3.63 | 12.7 | 0.017 | 35.9891981 | 20.83165 |
| | | | | | | | | 0.0042 | 0 | 0 | 3.5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 21.76 |
| | | F_s | 1.5344 | | | | | | | 45.8 | | | 88.69 | 26 | 629.90988 | |
| | | F_{ss} | 2.504 | | | | | | | | | | | | | |

La stabilité pour le cas de vidange rapide : talus amont $R= 19.57$ m

Tableau 13: Résultats de calculs de stabilité

| N° de la tranche | largeur, b | hauteur, h ₁ | hauteur, h ₂ | hauteur, h ₃ | poids de la tranche | sin α° | cos α° | tg ϕ° | N | Tn | longueur de la surface de | C.dl | N.tg ϕ | a.Gn.dn | dn |
|------------------|------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------|--------------------|--------------------|-----------------|------|--------|---------------------------|-------|-------------|------------|-----------|
| -3 | 1.5638 | 0.4096 | 0 | 0 | 1.09531 | -0.3 | 0.95393 | 0.2392 | 1.04 | -0.329 | 1.64 | 5.738 | 0.25 | 5.30272692 | 19.3652 |
| -2 | 1.957 | 1.5405 | 0 | 0 | 5.15524 | -0.2 | 0.97979 | 0.2392 | 5.05 | -1.031 | 2 | 6.991 | 1.208 | 24.2292919 | 18.79975 |
| -1 | 1.957 | 2.4488 | 0 | 0 | 8.19484 | -0.1 | 0.99498 | 0.0042 | 8.15 | -0.819 | 1.97 | 6.884 | 0.034 | 37.5847946 | 18.3456 |
| 0 | 1.957 | 3.2324 | 0 | 0 | 10.8171 | 0 | 1 | 0.0042 | 10.8 | 0 | 1.96 | 6.85 | 0.045 | 48.5521455 | 17.9538 |
| 1 | 1.957 | 3.7517 | 0 | 0 | 12.555 | 0.1 | 0.99498 | 0.0001 | 12.5 | 1.255 | 1.97 | 6.884 | 9E-04 | 55.5372988 | 17.69415 |
| 2 | 1.957 | 4.1096 | 0 | 0 | 13.7527 | 0.2 | 0.97979 | 0.0001 | 13.5 | 2.751 | 2 | 6.991 | 1E-03 | 60.2201174 | 17.5152 |
| 3 | 1.957 | 4.1709 | 0 | 0 | 13.9578 | 0.3 | 0.95393 | 0.0000 | 13.3 | 4.187 | 2.05 | 7.18 | 2E-05 | 61.0114268 | 17.48455 |
| 4 | 1.957 | 4.0992 | 0 | 0 | 13.7178 | 0.4 | 0.916515 | 0.2392 | 12.6 | 5.487 | 2.14 | 7.473 | 3.007 | 60.085554 | 17.5204 |
| 5 | 1.957 | 3.70601 | 0 | 0 | 12.4021 | 0.5 | 0.86602 | 0.2392 | 10.7 | 6.201 | 2.26 | 7.909 | 2.569 | 54.9317702 | 17.716995 |
| 6 | 1.957 | 3.1256 | 0 | 0 | 10.4597 | 0.6 | 0.8 | 0.2392 | 8.37 | 6.276 | 2.45 | 8.562 | 2.001 | 47.0875974 | 18.0072 |
| 7 | 1.957 | 1.959 | 0 | 0 | 6.55573 | 0.7 | 0.71414 | 0.2392 | 4.68 | 4.589 | 2.74 | 9.591 | 1.12 | 30.4685966 | 18.5905 |
| 8 | 0.8594 | 0.4784 | 0 | 0 | 0.70304 | 0.8 | 0.6 | 0.2392 | 0.42 | 0.562 | 1.43 | 5.013 | 0.101 | 3.39760171 | 19.3308 |
| | | | | | | | | | | 29.13 | | 86.07 | 10.34 | 488.408922 | |
| | | F_s | 1.78 | | | | | | | | | | | | |
| | | F_{ss} | 3.30 | | | | | | | | | | | | |

