

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 des variantes de la digue d'un barrage
en béton sur Oued Tabellout (W. Jijel)**

PRESENTE PAR :
CHEKAI Tinhinane

Devant les membres du jury

| Nom et Prénoms | Grade | Qualité |
|-----------------------|--------------|----------------|
| Mr. M.K.MIHOUBI | Professeur | Président |
| Mme. D.DJODAR | MC.B | Examinatrice |
| Mr. M.D BENSALAH | MA.A | Examineur |
| Mr. I.ZAIBAK | MA.A | Examineur |
| Mr. A.HADJ SADOK | MC.A | Promoteur |

Session - 2018

Remerciements

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail.

Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de mon promoteur Mr HADJ SADOK A. pour m'avoir fait profiter de son expérience et pour l'aide qu'il m'a offert durant la période de réalisation de ce travail.

Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur au sein de l'école.

Nos respects au président et aux membres de jury qui nous feront l'honneur de lire et juger mon travail.

Je remercie Mr ZIANI et tous le personnel de l'ANBT/DET, pour leurs aide ,conseils et orientations.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à ceux qui m'ont tout donné sans rien demandé et à qui je dois énormément et qui je ne remercierai jamais assez :

A mon père qui a tout donné pour que je sois à ce niveau et qui m'a inculqué un esprit de combativité et de persévérance et qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études.

A ma très chère mère qui n'a pas cessé de prier pour moi, pour son affection et son amour, et qui m'a aidé durant toute mes études ; que dieu les gardes pour nous.

A mes frères : HALIM et MASSI.

A ma sœur et ma meilleure amie : THIZIRI.

A tous mes amis pour leur aide, leur temps, leur encouragements,

Leur assistance et soutien.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Merci.

SOMMAIRE

| | |
|-----------------------------|---|
| Introduction générale | 1 |
|-----------------------------|---|

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

| | |
|---|---|
| Introduction | 3 |
| I.1 Situation géographique | 3 |
| I.1.1 Situation géographique de la commune de Texenna | 3 |
| I.1.2 Situation géographique du barrage TABELLOUT..... | 4 |
| I.2. Situation topographique..... | 4 |
| I.3. Situation géologique..... | 5 |
| Conclusion | 5 |

Chapitre II : Étude géologique, topographique et géotechnique

| | |
|--|----|
| Introduction | 6 |
| II.1. La série stratigraphique..... | 6 |
| II.2. Géomorphologie et géologie d'ensemble | 10 |
| II.2.1. Rive gauche..... | 10 |
| II.2.2. Fond de vallée | 10 |
| II.2.3. Rive droite | 10 |
| II.3. L'hydrogéologie..... | 11 |
| II.4. Reconnaissance géologique et géotechnique | 11 |
| II.4.1. fondation du barrage | 11 |
| II.4.2. Étanchéité de la fondation | 11 |
| II.4.3. Les matériaux | 12 |
| II.5. La zone d'emprunt..... | 12 |
| II.5.1. Zone d'emprunt Rive droite de la cuvette | 13 |
| II.5.2. Zone d'emprunt Rive gauche de la cuvette | 13 |
| II.5. Essais in situ | 14 |
| II.5.1. Essais dilatométriques | 14 |
| II.5.2. Essai Lugeon | 15 |
| II.5. Essais en laboratoire | 16 |
| II.5.1. La fondation..... | 16 |
| II.5.2. Matériaux utilisés pour la composition du béton..... | 16 |
| II.6. Géophysique et sismicité | 16 |
| II.6.1. Prospection sismique | 16 |
| II.6.2. Résultats de la prospection sismique..... | 17 |
| Conclusion..... | 17 |

Chapitre III : Étude hydrologiques

| | |
|--|----|
| Introduction | 18 |
| III.1.situation géographique | 18 |
| III.2. caractéristiques morphologiques du bassin versant | 19 |
| III.2.1. paramètres géométriques | 19 |
| III.2.1.1. la surface de bassin versant | 19 |
| III.2.1.2. le périmètre de bassin versant | 19 |
| III.2.2. paramètres de forme | 19 |
| III.2.2.1. Indice de compacité de « Gravius » K_c | 19 |
| III.2.2.2. coefficient d'allongement | 20 |
| III.2.2.3. Rectangle équivalent | 20 |
| III.2.3 Paramètres du relief | 21 |
| III.2.3.1.Courbe hypsométrique | 21 |
| III.2.3.2 Altitudes caractéristiques | 23 |
| III.2.3.3 Indices des pentes | 24 |
| III.2.3.4 Pente moyenne du bassin versant I_m | 25 |
| III.2.3.5 Dénivelée spécifique D_s | 26 |
| III.2.4 Réseau d'écoulement | 27 |
| III.2.4.1 Chevelu hydrographique | 27 |
| III.2.4.2. Longueur du cours d'eau principal (L) | 27 |
| III.2.4.3 Profil en long du cours d'eau principal | 28 |
| III.2.4.5 Pente moyenne du cours d'eau principal I_c | 28 |
| III.2.4.6 Densité de drainage D_d | 29 |
| III.2.4.7 Densité hydrographique F | 29 |
| III.2.4.8 Coefficient de torrentialité C_t | 29 |
| III.2.4.9 Temps de concentration du bassin versant t_c | 30 |
| III.2.4.10 Vitesse moyenne de ruissellement V_R | 31 |
| III.3 Données climatologiques | 33 |
| III.3.1 Températures | 33 |
| III.3.2.Évaporation | 33 |
| III.3.3.Humidité relative | 33 |
| III.3.4.vitesse de Vent | 33 |
| III.3.5. La pluviométrie | 34 |
| III.3.5.1 Répartition de la pluie moyenne dans le bassin | 34 |
| III.4 Étude des précipitations | 35 |
| III.4.1 Homogénéisation des données | 35 |
| III.4.2 Étude des pluies maximales journalières | 38 |
| III.4.2.1 Choix de la loi d'ajustement | 38 |

| | |
|--|----|
| III.4.3. Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences | 43 |
| III.5. Études des apports | 45 |
| III.5.1. station hydrométrique | 45 |
| III.5.2. caractéristiques de l'écoulement | 45 |
| III.5.2.1. module d'écoulement | 45 |
| III.5.2.2. module d'écoulement relatif (spécifique) | 45 |
| III.5.2.3.lame d'eau écoulé | 45 |
| III.5.2.4. coefficient de ruissellement | 46 |
| III.5.3. apports fréquentiels | 46 |
| III.5.3.1. Ajustement de la série des apports à la loi de distribution log-normale.... | 46 |
| III.5.3.2. Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80 %. | 48 |
| III.5.4. Apports solides et estimation du volume mort | 49 |
| III.5.4.1. formule de TIXERON | 49 |
| III.5.4.2. formule de GRAVILOVITCH | 50 |
| III.5.4.3 Transport solide par charriage | 51 |
| III.6 Étude des crues..... | 51 |
| III.6.1. Détermination des crues..... | 51 |
| III.6.1.1. Ajustement de la série des débits maximales | 51 |
| III.6.2. Hydrogramme de crue | 54 |
| III.6.2.1. Méthode de SOKOLOVSKY | 54 |
| III.6.2.2. Choix de la crue de projet | 56 |
| III.6.2.3. Choix de la crue de chantier | 57 |
| III.7 Étude de régularisation | 58 |
| III.7.1 Objectifs et méthodologie :..... | 58 |
| III.7.2 Répartition mensuelle des besoins :..... | 58 |
| III.7.3 Répartition mensuelle de l'apport 80%..... | 58 |
| III.7.4 Courbes « Hauteurs - Capacités - Surface » | 59 |
| III.7.5. Calcule du volume utile | 61 |
| III.7.5.1. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes | 62 |
| III.7.6 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes | 62 |
| III.8 Laminage des crues..... | 65 |
| III.8.1. Méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993) | 65 |
| III.8.1.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière | 65 |
| III.8.1.2 méthode de Muskingum | 67 |
| III.8.1.3 Principe de la méthode de solution | 67 |
| III.8.1.4 Calcul du débit de sortie | 68 |
| III.8.1.5 Calcul du volume stocké | 69 |
| III.9 Étude d'optimisation | 72 |

| | |
|---|----|
| III.9.1 Calcul de la revanche | 72 |
| III.9.3 Tassements..... | 74 |
| III.9.4 Largeur en crête | 74 |
| III.10 Calcul des coûts | 76 |
| III.10.1. Le coût économique correspondant à une largeur plus économique de l'évacuateur de crues | 76 |
| Conclusion | 76 |

Chapitre IV : Étude des variantes

| | |
|---|----|
| Introduction | 77 |
| IV.1. Choix du type de barrage..... | 77 |
| IV.1.1. barrage voûte | 77 |
| IV.1.2. barrage en BCR..... | 77 |
| IV.2 Définition du profil générale du barrage | 78 |
| IV.2.1 Hauteur de barrage | 78 |
| IV.2.2 Calcul de la largeur en crête | 78 |
| IV.2.3 Longueur en crête | 78 |
| IV.3. Dimensionnement des variantes | 78 |
| IV.3.1. Barrage voûte | 78 |
| IV.3.1.1. Méthode de dimensionnement | 79 |
| IV.3.1.2. dimensionnement hydraulique par la méthode d'anneau indépendant | 79 |
| Application numérique | 82 |
| IV.3.2. barrage en BCR | 84 |
| IV.3.2.1. calcul du volume de la digue | 84 |
| IV.4. Évaluation du coût des variantes | 85 |
| Conclusion | 85 |

Chapitre V : Étude de la variante voûte

| | |
|--|----|
| Introduction | 86 |
| V.1. Étude de stabilité | 86 |
| V.1.1. Méthode des ajustements | 86 |
| V.1.1.1 Modélisation par un système arcs-console | 86 |
| V.1.1.2. Répartition de la poussée de l'eau entre arcs et consoles | 87 |
| V.1.1.3. Comptabilité des déformations | 88 |
| V.1.1.3.1. Déformation de l'arc au centre δ_A | 89 |
| V.1.1.3.2. Déformation de la console δ_C | 89 |
| V.1.1.3.3. Détermination de la répartition de la poussée de l'eau entre les arcs et la console | 95 |
| V.1.1.3.4. Détermination efforts tranchants et des moments dans la console | 96 |
| V.1.1.4. Efforts et contraintes au pied de la console | 96 |

| | |
|--|-----|
| V.1.1.4.1. contrainte à lac vide | 96 |
| V.1.1.4.2. contrainte à lac plein | 97 |
| V.1.1.5. Efforts et contraintes dans les arcs | 98 |
| V.1.2. application numérique de la méthode des ajustements | 99 |
| Conclusion | 105 |

Chapitre VI : Étude de la variante BCR

| | |
|--|-----|
| Introduction | 106 |
| VI.1 Actions..... | 106 |
| VI.1.1 Actions permanentes..... | 106 |
| VI.1.2 Actions variables..... | 106 |
| VI-1-3 Actions accidentelles | 106 |
| VI.1.4 Autres efforts | 107 |
| VI.2 Calcul de stabilité..... | 107 |
| V-3 Calcul des différentes charges..... | 108 |
| V-3-1 Calcul des charges verticales..... | 108 |
| VI.3.2 Calcul des charges horizontales | 109 |
| VI.3-3 Calcul de la charge sismique..... | 110 |
| VI.4 Stabilité au Glissement..... | 111 |
| VI.4.1 Conditions normales | 112 |
| VI.4.2 Conditions exceptionnelles | 112 |
| V.4.3 Conditions extrêmes (cas d'un séisme)..... | 113 |
| V.5 Stabilité au renversement..... | 113 |
| VI.5.1 Conditions normales..... | 113 |
| V-5-2 Conditions exceptionnelles | 114 |
| VI.5.2 Conditions extrêmes (cas d'un séisme)..... | 114 |
| VI.6 Calcul de Résistance..... | 114 |
| VI.6.1 Méthode de la résistance des matériaux..... | 114 |
| VI.6.2 Vérification de la condition de Maurice Levy..... | 115 |
| Conclusion | 116 |

Chapitre VII : Organisation de chantier

| | |
|--|-----|
| Introduction..... | 117 |
| VII-1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier | 117 |
| VII-1-1 Le maître de l'ouvrage..... | 117 |
| VII-1-2 Le maître d'œuvre..... | 117 |
| VII-1-3 L'entrepreneur | 118 |

| | |
|--|-----|
| VII-2 Installations du chantier | 118 |
| VII-2-1 Installations destinées au personnel | 118 |
| VII-2-2 Installations destinées au stockage des matériaux | 119 |
| VII-2-3 Installations destinées à la réparation des engins | 120 |
| VII-2-4 Installations pour la préfabrication | 120 |
| VII-3 Les moyens de chantier | 120 |
| VII-3-1 Les moyens humains | 120 |
| VII-3-2 Les moyens matériels | 120 |
| VII-3-2-1 Le matériel de terrassement | 120 |
| VII-3-2-2 Le matériel lié au type de barrage | 121 |
| VII-3-2-3 Le matériel spécifique | 121 |
| VII-4 Terrassement au niveau des installations de chantier..... | 121 |
| VII-5 Dérivation provisoire..... | 122 |
| VII-6 Réalisation de la digue..... | 122 |
| VII-7 Exécution de l'évacuateur de crue | 122 |
| VII-8 Exécution des travaux de bétonnage | 123 |
| VII-9 Exécution de la vidange de fond | 123 |
| VII-10 Travaux des injections..... | 123 |
| VII-11 Le devis estimatif | 125 |
| VII-12 Planification | 125 |
| VII-12-1 Définition | 125 |
| VII-12-2 Techniques de la planification | 125 |
| VII-12-2-1 Méthodes basées sur le réseau | 125 |
| VII-12-2-2 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) | 126 |
| VII-12-2-2-1 Les étapes de la planification..... | 126 |
| VII-12-2-2-2 Les paramètres de la méthode C.P.M | 126 |
| VII-12-2-2-3 Chemin critique (C.C) | 127 |
| VII-12-2-2-4 les plannings | 127 |
| VII-12-2-2-5 Délai de construction et programme des travaux | 127 |
| VII-12-2-2-6 Symboles des différentes opérations | 128 |
| VII-12-2-3 Détermination des chemins critiques par la méthode du tableau | 129 |
| Conclusion..... | 130 |
| Conclusion générale..... | 131 |

Liste des tableaux

Chapitre II : Étude géologique, topographique et géotechnique

| | |
|---|----|
| Tableau.II.1 : Estimation des volumes disponibles de la zone d'emprunt rive droite... | 13 |
| Tableau.II.2 : Estimation des volumes disponibles de la zone d'emprunt rive gauche. | 14 |
| Tableau II.3 : valeurs moyennes résultantes des essais dilatométriques | 14 |
| Tableau II.4 : Résultats de l'essai Lugeon..... | 15 |
| Tableau II.5 : Récapitulatif des essais en laboratoire (fondation)..... | 16 |
| Tableau II.6 : Récapitulatif des essais en laboratoire (Matériaux pour le béton) | 16 |

Chapitre III : Étude hydrologique

| | |
|--|----|
| Tableau III.1. Classification de bassin selon l'indice de Gravius | 20 |
| Tableau III.02. Résultats de calcul de rectangle équivalent..... | 21 |
| Tableau III.03. Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude..... | 22 |
| Tableau III.04 : Détermination de la pente Roche Ip..... | 25 |
| Tableau III .05 : Classification de L'O.R.S.T.O.M (type de relief)..... | 26 |
| Tableau III.06 : Récapitulatif du temps de concentration..... | 31 |
| Tableau III.07 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin Versant. | 32 |
| Tableau III.08 Répartition mensuelle de la température (degré C)..... | 33 |
| Tableau III.09 Répartition mensuelle de l'évaporation..... | 33 |
| Tableau III. 10 Répartition mensuelle de l'humidité relative..... | 33 |
| Tableau III.11 Vitesse du vent..... | 34 |
| Tableau III.12 La station d'ERRAGUÈNE..... | 34 |
| Tableau III.13 Répartition de la pluie mensuelle moyenne interannuelle..... | 34 |
| Tableau III.14: Précipitations interannuelle..... | 36 |
| Tableau III.15: Résultats du test de WILCOXON..... | 37 |
| Tableau III.16: Caractéristiques empiriques de la série..... | 38 |
| Tableau III.17 : Ajustement à la loi de Gumbel..... | 39 |
| Tableau III.18 : Caractéristiques de la loi Gumbel..... | 40 |
| Tableau III.19: Ajustement à la loi Log-Normale..... | 41 |
| Tableau III.20 : Caractéristiques de la loi Log-Normale..... | 42 |
| Tableau III.21 : Pluies maximales journalières fréquentielle..... | 43 |
| Tableau III.22 : Répartition mensuelle des apports..... | 45 |
| Tableau III.23: Caractéristiques empiriques de la série..... | 47 |
| Tableau III.24: Ajustement à la loi log-normal..... | 48 |
| Tableau III.25: Répartition mensuelle des apports..... | 48 |

| | |
|---|----|
| Tableau III.26 : Caractéristiques empiriques de la série des débits maximales de la station de OUED MISSA | 52 |
| Tableau III.27 : Quantiles (Lois de WEIBULL) | 52 |
| Tableau III.28. Débits de crue fréquentiels..... | 53 |
| Tableau III.29 : Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour..... | 55 |
| Tableau III.30 : Recommandation du comité National Australien des grands barrages pour le calcul de la crue de projet..... | 56 |
| Tableau III.31 : Répartition mensuelle des besoins..... | 58 |
| Tableau III.32 : Moyennes mensuelles des apports de fréquence 80%..... | 58 |
| Tableau III.33 : Courbes topographiques et volumétrique..... | 59 |
| Tableau III.34 : Détermination de la bonne hydraulicité..... | 61 |
| Tableau III.35: Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques..... | 63 |
| Tableau III.36: Détermination de la bonne hydraulicité..... | 63 |
| Tableau III.37: Calcul des pertes totales..... | 64 |
| Tableau III.38 Valeurs de h et les plages de variation en période de crue..... | 68 |
| Tableau III.39 : Récapitulatif des résultats..... | 74 |
| Tableau III.40. Résultats des largeurs en crête obtenues par les formules précédentes.. | 75 |

Chapitre IV

| | |
|---|----|
| Tableau IV.1. Récapitulatif de calculs..... | 83 |
| Tableau IV.2. Récapitulatif de résultat..... | 84 |

Chapitre V

| | |
|--|----|
| Tableau.V.1. données initiales du barrage..... | 86 |
| Tableau V.2. Le choix des trois arcs de calcul..... | 87 |
| Tableau V.3. Répartition parabolique de la charge d'une console découpée en sept section horizontales..... | 91 |
| Tableau V.4. Répartition de l'effort tranchant réduit dans une console découpée en sept section horizontales..... | 91 |
| Tableau V.5. Répartition du moment réduit dans une console découpée en sept sections horizontales..... | 92 |
| Tableau V.6. Répartition du moment et de l'effort tranchant sous une charge unitaire appliquée sur le feuillet moyen au point d'intersection arc-console 1 ($y=0$), 2 ($y=2.\Delta y$) et 3 ($y=4.\Delta y$). | |
| Tableau V.7. Facteur pour $Q.Q'/(y)\Delta y$ au point d'intersection 1 ($y=0$), 2 ($y=2.\Delta y$) et 3 ($y=4.\Delta y$). | 93 |
| Tableau V.8. Facteur pour $M.M'(y)/\Delta y^3$ au point d'intersection 1 ($y=0$), 2 ($y=2.\Delta y$) et 3 ($y=4.\Delta y$) | 93 |
| Tableau V.9. Déformation radiale δA | 94 |

| | |
|---|-----|
| Tableau V.10. Facteur pour $MM'(y)/\Delta y$ au point ($y=0$)..... | 99 |
| Tableau V.11. Facteur pour $QQ'(y)/\Delta y$ au point ($y=0$)..... | 99 |
| Tableau V.12. Facteur pour $MM'(y)/\Delta y$ au point ($y=2.\Delta y$)..... | 99 |
| Tableau V.13. Facteur pour $QQ'(y)/\Delta y$ au point ($y=2.\Delta y$)..... | 100 |
| Tableau V.14. Facteur pour $MM'(y)/\Delta y$ au point ($y=4.\Delta y$). | 101 |
| Tableau V.15. Facteur pour $QQ'(y)/\Delta y$ au point ($y=4.\Delta y$). | 102 |
| Tableau V.16. Calcul par la formule de tube les contraintes dans les arcs en tenant compte de la répartition des poussées arcs-console résultant de calcul d'ajustement..... | 104 |
| Tableau V.17. Calcul par la formule de tube les contraintes dans les arcs admis indépendants. | 104 |
| Tableau V.18. Contraintes dans les arcs à la clé et à la naissance. | 104 |
| Tableau V.19. Contraintes dans la console sous l'effet du poids propre seul..... | 104 |
| Tableau V.20. Contraintes dans la console sous l'effet du poids propre et la poussée de l'eau. | 105 |

Chapitre VI. Étude de la variante en BCR

| | |
|--|-----|
| Tableau VI.1. Coefficients de sécurité..... | 107 |
|--|-----|

Chapitre VII. Organisation de chantier

| | |
|---|-----|
| Tableau VII-1 Pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats | 119 |
| Tableau VII-2 : Devis estimatif de projet..... | 124 |
| Tableau VII-7 : symboles des opérations et leurs durées..... | 128 |
| Tableau VII-8 Résultats de calcul pour la méthode du tableau..... | 129 |

Liste des figures

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

| | |
|--|---|
| Figure I.01 : la situation de la commune Texenna (ANBT)..... | 3 |
| Figure I.02 : Plant de situation du barrage TABELLOUT (ANBT)..... | 4 |

Chapitre II : Étude géologique, topographique, et géotechnique

| | |
|---|---|
| Figure II.3 : Vue en 3D du site du barrage TABELLOUT (ANBT)..... | 9 |
|---|---|

Chapitre III : Étude hydrologique

| | |
|---|----|
| Figure III.1 : bassin versant oued TABELLOUT | 18 |
| Figure III.02 : Courbe hypsométrique du Bassin versant du barrage TABELLOUT. | 22 |
| Figure III.03 : La répartition des courbes de niveau. | 23 |
| Figure III.04 Réseau hydrographique du Bassin versant TABELLOUT..... | 27 |
| Figure III.05 : Profil en long du cours d'eau principal du bassin versant oued TABELLOUT. | 28 |
| Figure III.06 : Répartition de la pluie mensuelle moyenne interannuelle..... | 35 |
| figure III.07 : Représentation graphique de la loi de Gumbel..... | 40 |
| Figure III.08 Représentation graphique de la loi Log-normale..... | 42 |
| Figure III.9 : Représentation des pluies de courte durée en fonction de temps pour différentes fréquences..... | 44 |
| Figure III .10 : Représentation des intensités en fonction de temps pour différentes fréquences. | 44 |
| Figure III.11 . Représentation graphique de l'ajustement de la série des apports à la loi de log-normal..... | 47 |
| Figure III.12 . Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80 %. | 49 |
| Figure III.13 . Ajustement à la loi de WEIBULL de la série des débits maximaux .. | 53 |
| Figure III.14 : Représentation des hydrogrammes des crues pour différentes périodes de retour. | 56 |
| Figure III.15 : Hydrogramme de crue correspondant à la période de retour 1000 ans. | 57 |
| Figure III.16 : Hydrogramme de crue correspondant à la période de retour 20 ans. .. | 57 |
| Figure III.17 : Courbe volumétrique ($S=f(V)$) | 60 |
| Figure III.18 : Courbe Surface –Hauteur | 60 |
| Figure III.19 : Courbe Capacité-Hauteur. | 61 |
| Figure III.20 . Évacuateur à surface libre. | 68 |
| Figure III.21 Modélisation de la courbe capacité- hauteur..... | 70 |
| Figure III.22 . Modélisation de la courbe surface-hauteur..... | 70 |

| | |
|--|----|
| Figure III.23 Courbe caractéristique du barrage. | 71 |
| Figure III.24 Hydrogrammes d'entrée et de sorties..... | 72 |
| Figure II.25. Réseau des droites déterminant le Fetch..... | 73 |
| Figure III.26. Courbe $V=f(h)$ avec les différents niveaux..... | 76 |

Chapitre IV : Étude des variantes

| | |
|--|----|
| Figure IV.1 La force différentielle pour un élément infiniment petit..... | 79 |
| Figure IV.2 Récapitulatif des forces agissants sur l'anneau. | 80 |
| Figure IV.3 Récapitulatif des dimensions des anneaux..... | 81 |
| Figure IV.3. Coupe longitudinale de l'axe d'un barrage..... | 84 |

Chapitre V : Étude de la variante voûte

| | |
|--|----|
| Figure.V.1. Dimensionnement préliminaire avec trois arcs et une console. | 87 |
| Figure V.2. répartition des contraintes au pied de la console sous l'effet du poids propre. | 97 |
| Figure V.3. Répartition des contraintes au pied de la console sous l'effet combiné du poids propre et de la poussée de l'eau..... | 97 |

Chapitre VI: Étude de la variante en BCR

| | |
|---|-----|
| Figure VI.1. Représentation des différentes charges appliquées sur le barrage..... | 111 |
|---|-----|

Chapitre VII : Organisation de chantier

| | |
|---|-----|
| Figure VII-1 Relation entre les personnes du chantier..... | 118 |
|---|-----|

Listes des planches :

Planche N°1 : Coupe geologique.

Planche N°2 : Coupe à travers de la digue de la variante 01.

Planche N°3 : Coupe à travers de la digue de la variante 02.

Planche N°4 : Vue en plan de la variante BCR.

Planche N°5 : Vue en plan de la variante vôte.

ملخص:

يقترح هذا العمل دراسة لمتغيرات لسد من خرسانة على واد تبلوط بولاية جيجل. وهذا من أجل سقي الأراضي الفلاحية المجاورة وتزويدها بالمياه الصالحة للشرب. هذا العمل يشمل اقتراح ودراسة نوعين من المتغيرات، متغير من النوع المقوس والآخر، من النوع الخرسانة المضغوطة، مع الأخذ بعين الاعتبار بمختلف العوامل الطبوغرافية والجيوتقنية والهيدرولوجية.

الكلمات الرئيسية:

السد، الخرسانة، الدراسة، الاحتياجات، المياه.

Résumé :

Ce travail propose une étude des variantes d'un barrage en béton sur oued TABELLOUT dans la wilaya de JIJEL. Ce dernier est destiné à l'irrigation des terres agricoles avoisinantes et l'alimentation en eau potable. Ceci inclus la proposition et l'étude de deux variantes de la digue, une de type voûte, et l'autre en BCR, toute en prenant compte des différentes contraintes topographiques, géotechniques, hydrologiques.

Mots clés :

Barrage, béton, étude, besoins, eau.

Abstract:

The present work aims to study the dam located on oued TABELLOUT in JIJEL, in order to irrigate surrounding agricultural lands, and supply the region with drinking water, witch makes this project very important. In this context, two variants are proposed, one is an arch dam, and the other is a RCC dam, taking in consideration horological, topographical, and geological features.

Key words:

Dam, concrete, study, needs, water.

Introduction générale

La région méditerranéenne comme la plupart des pays sous-développés vivent une véritable crise de l'eau et notre pays n'échappe pas à cet aléa car, l'eau douce, ressource que nous pensions inépuisable est rare et souvent difficile à prélever, le manque d'eau est également lié à la croissance démographique et à la pollution ce qui est particulièrement le cas de l'Algérie. Partant de ce constat, les autorités publiques réagissent. Cette volonté s'est manifestée au plan institutionnel, par la création d'un département ministériel à part entière en charge de cette ressource.

La mobilisation des ressources en eau par le pouvoir public a franchi une étape importante par l'édification des barrages qui est une solution très largement utilisée pour résoudre ce délicat problème, intervient aussi la mise en œuvre progressive de l'interconnexion des barrages, permettant, de ce fait, une gestion dynamique et évolutive des disponibilités en eau sur tout le territoire national, c'est-à-dire là où se concentrent les populations et l'activité économique, agricole et industrielle.

Les barrages sont des ouvrages de génie civil remarquable à plusieurs titres :

- ❖ Par leurs dimensions puisque certains d'entre eux sont les plus grandes constructions de génie civil existantes ;
- ❖ Par l'ampleur des conséquences que pourrait avoir leur rupture ;
- ❖ Par l'impact qu'ils ont sur l'environnement .

Le domaine des barrages se trouve aux points de rencontre de spécialités aussi variées que la résistance des matériaux, la géologie, l'hydrologie, l'hydraulique, la mécanique des sols,

Notre projet d'étude a pour but l'étude de deux variantes de digue en béton sur oued TABELLOUT, Wilaya de Jijel le premier, est un barrage voûte en béton ordinaire, et le deuxième est un barrage poids en béton compacté au rouleaux. Ce dernier est destiné à l'irrigation des terres agricoles de cette région et l'alimentation en potable de la population.

Le contenu comprendra sept chapitres. Nous allons faire une analyse des conditions géologiques et géotechniques afin de voir la faisabilité de projet.

Puis, on traitera en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue, de l'estimation et le choix de la crue de projet et du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique, et enfin le calcul de l'optimisation dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue.

On consacrera un chapitre pour l'analyse des variantes de digues afin d'analyser l'aspect technico-économique des deux variantes.

En suite on va procéder à une étude détaillée de la stabilité de ces deux dernières.

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

Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de faire une présentation de la zone d'étude de point de vue : géographique, topographique, et géologique, afin d'aboutir à une meilleure connaissance de la zone pour bien dimensionner notre ouvrage.

I.1 Situation géographique

I.1.1 Situation géographique de la commune de Texenna :

Texenna est une commune de la Wilaya de Jijel, située à 45 au sud-est de cette dernière. La démographie de cette commune est caractérisée par 17373 habitants et une densité de population de 266,1/Km². Elle est située à une latitude de 36,5814 N et une longitude de 5,88495 E, et elle se trouve à une altitude de 600m.

Elle est caractérisée par une superficie de 6528 ha, et un climat méditerranéen, avec un été chaud (classification de Koppen:Csa).



Figure I.01 La situation de la commune Texenna.

I.1.2 Situation géographique du barrage TABELLOUT :

Le barrage TABELLOUT est situé dans la wilaya de Jijel à la commune de Texenna.

Le site est défini par les coordonnées UTM suivantes :

X(E)= 754,76 Km.

Y(N)= 4055,91 Km.

Z = 237 m.

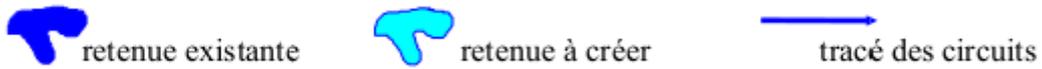


Figure I.02 : Plant de situation du barrage TABELLOUT.

I.2. Situation topographique

Le site du barrage se trouve à l'entrée du resserrement de la vallée du Djendjene qui a creusé une gorge en traversant les formations métamorphiques du Paléozoïque. Au droit de la gorge avant d'accueillir le barrage, le lit de l'oued est à une cote moyenne de 237 m NGA et les largeurs moyennes des lits mineur et majeur sont respectivement de l'ordre de 10 et 40 mètres. Les deux rives sont relativement raides et de pente régulière inclinée à 40° environ sur l'horizontale. Le lit de l'oued Djendjene est en pente douce d'environ 1% ; 150 m à l'aval du pied du barrage, un étroit éperon qui culmine vers la cote 280 NGA oblige le cours d'eau à suivre brutalement un tracé en méandre en obliquant à 90° vers l'Est.

I.3. Situation géologique

Le site du barrage est formé par des roches cristallophylliennes (schistes et gneiss) qui présentent de bonnes caractéristiques géotechniques d'après les vitesses élevées (5000 m/s) obtenues par la sismique réfraction, le recouvrement alluvial, constitué par des sables, galets et blocs, hétérogènes, ne dépasse pas 10m et repose sur un socle métamorphique d'excellente qualité.

Conclusion

Dans ce chapitre on a illustré toutes les caractéristiques de la zone d'étude ; et de façon générale on peut dire que le site proposé pour la réalisation du barrage TABELLOUT dans la commune de Texenna est très favorable vu la nature du site et son relief qui sont favorables au stockage de l'eau.

Introduction

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

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

II.1. La série stratigraphique

La série litho-stratigraphique observée sur le site est, des termes les plus récents aux plus anciens, la suivante:

➤ **Les alluvions quaternaires :**

Elles occupent les terrasses alluviales des oueds Djendjen et Raha. La plaine alluviale de l'oued Djendjen, située en amont de la cluse, est formée de limons et sables fins. Les lits mineur et majeur des deux cours d'eau sont constitués d'alluvions grossières : galets, blocs, sable grossier, de nature hétérogène. Les puits et sondages réalisés lors des études de faisabilité et d'APD, montrent que ces alluvions peuvent atteindre 10m d'épaisseur dans les zones axiales de l'oued Djendjen. Dans les deux gîtes explorés au niveau de la confluence et plus en amont, le substratum recoupé vers 10-12m correspond aux marno- calcaires crétacéstelliens.

➤ **Les colluvions grossières :**

Elles sont constituées d'éléments rocheux très hétérogènes, de taille variable, dans une matrice argileuse brune. Leur épaisseur ne dépasse pas 5 -6 m d'une façon générale. Il faudrait inclure dans cette formation, les matériaux des zones glissées en rive droite et gauche.

➤ **Les formations crétacées :**

Elles occupent toute la rive sud de l'oued Djendjen, en amont de la confluence avec l'oued Raha de même que le versant sud-est du Djebel Fertassa. Elles sont représentées par des marnes verdâtres altérées en surface, qui affleurent bien sur le talus de la route revêtue qui mène vers la rive droite du site. Elles sont également représentées par des flyschs schisto-gréseux d'âge albo-aptien correspondant à une alternance centimétriques de pélites et de grès fins, de couleur roâuille.

➤ **Le complexe volcano-sédimentaire :**

Il est représenté par une diversité de roches schistosées, dont les plus apparentes au niveau du site sont : les quartzites, les méta-dolérites et les roches vertes.

➤ **Le socle paléozoïque :**

Il constitue les principaux reliefs situés immédiatement au nord du site de la retenue : les Béni Afer et Béni Khettab, en l'occurrence. D'une manière générale, le socle kabyle est représenté par deux ensembles : un ensemble supérieur à schistes satinés et un ensemble inférieur, gneissique, à intercalation de marbres.

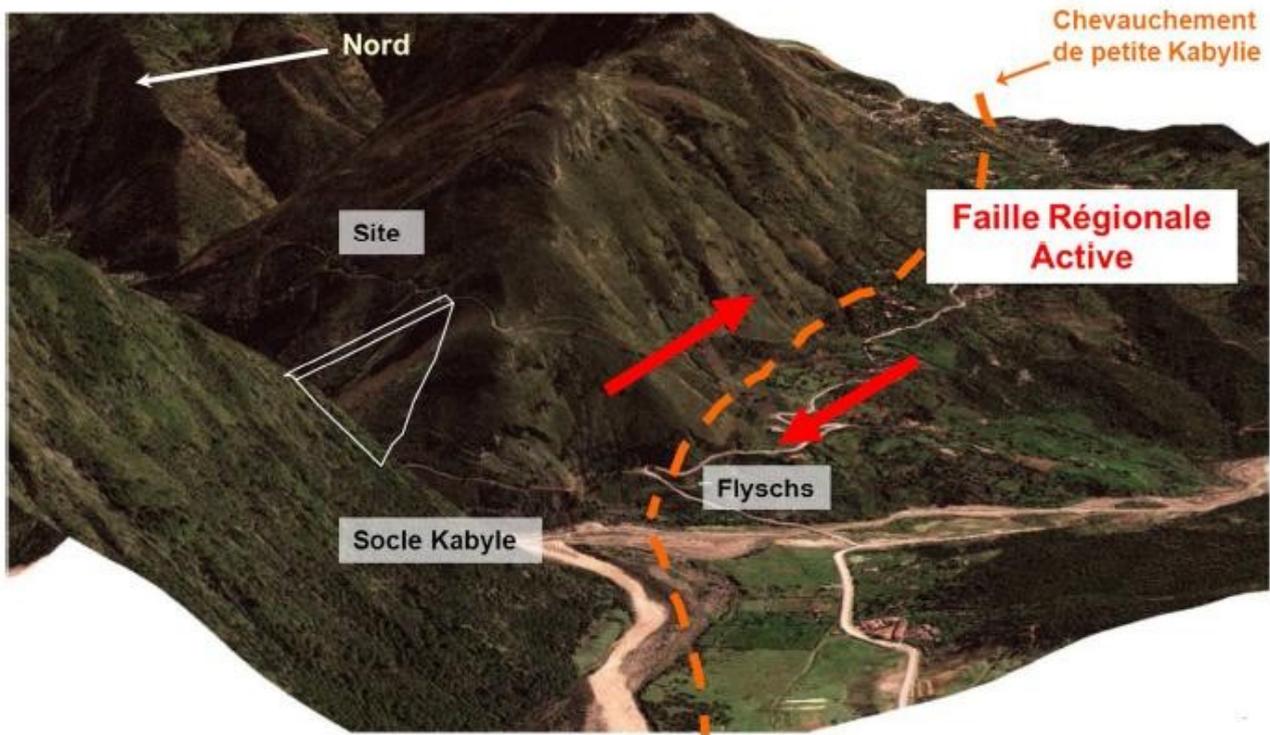


Figure II.1 : Vue en 3D du site du barrage TABELLOUT

II.2. Géomorphologie et géologie d'ensemble

Le site de barrage se trouve dans la première partie de la gorge. Les rives sont relativement symétriques. La pente moyenne de la rive droite est d'environ 30° , alors que celle de la rive gauche est un peu plus forte avec une valeur moyenne de 40° .

Du point de vue lithologique, le site se caractérise par la présence à l'affleurement, de phyllades à dominante schisteuse, à veines de quartz. Ces schistes sont parfois phylliteux, parfois gneissiques. Cependant dans les sondages, le terme de schistes est utilisé de façon indifférenciée. Ces schistes sont souvent riches en intercalations quartzitiques. L'orientation de la foliation est en moyenne $N115^\circ$ Est, c'est-à-dire pratiquement parallèle à l'axe du barrage. Le pendage est amont-aval avec une valeur moyenne de 30° Nord.

II.2.1. Rive gauche :

Six sondages carottés ont été réalisés pour reconnaître les terrains sous l'emprise du barrage. Comme en rive droite, les sondages de 2002, avaient pour but de pallier l'absence de galeries de reconnaissance. Dans certains d'entre eux, des essais dilatométriques ont été effectués pour déterminer les modules de déformation du rocher. Deux sondages ont été équipés en piézomètres.

Contrairement à la rive droite, ces sondages n'ont pas recoupé de terrains glissés sur l'axe du barrage. L'altération superficielle composée d'un mélange de débris rocheux et de terre a une épaisseur de quelques mètres.

Le substratum rocheux est identique à celui de la rive droite et du fond de vallée à savoir schistes cristallins ou phyllades schisteuses, quartzitiques, parfois phylliteux, parfois gneissiques. Certains passages sont plus fissurés et/ ou fracturés traduits par un RQD inférieur à 50%.

II.2.2. Fond de vallée :

Un seul sondage carotté a été réalisé, complété par deux sondages pressiométriques. L'épaisseur d'alluvions grossières (blocs de quartzite, grès et calcaire avec galets, graviers et sable) ne dépasse pas la dizaine de mètres. Le substratum schisteux est sain et ne présente pas de frange fissurée et/ou altérée.

II.2.3. Rive droite :

Dix sondages ont été réalisés sur l'emprise du barrage, pour reconnaître en particulier la zone glissée. Ce grand nombre de sondages, ainsi que l'inclinaison de certains d'entre eux s'expliquent par l'impossibilité de réaliser les galeries de reconnaissances. De plus, dans certains de ces sondages ont été réalisés des essais dilatométriques.

Ces sondages ont recoupé un substratum de schistes cristallins ou phyllades schisteuses, quartzitiques, parfois phylliteux, parfois gneissiques. Ce substratum est sain au-delà des terrains d'altération superficielle et des zones glissées ou écroulées. Il présente cependant des passages plus fissurés et/ou fracturés se traduisant par un RQD inférieur à 50%.

II.3. L'hydrogéologie

Les eaux souterraines sont contenues, d'après la série stratigraphique observée et les essais de perméabilité Lugeon, dans :

- Alluvions grossières de l'oued Djendjen,
- Colluvions argilo-graveleuses,
- Niveaux altérés des formations volcano-sédimentaires.

La faible perméabilité Lugeon, constatée à partir de 30m de profondeur, en rives droite et gauche, laisse penser que la fracturation, souvent très ouverte en surface, notamment dans les zones instables, se referme suffisamment pour conférer au substratum schistosé, une très faible perméabilité. Les fluctuations piézométriques excessives, signalées dans les sondages équipés en piézomètres, aux extrémités des appuis du barrage, sont en effet très surprenantes, si l'on se base sur la faible perméabilité obtenues par les essais Lugeon, en profondeur. On n'en voyait pas d'explication plausible. Les quatre sondages équipés en piézomètres, programmés dans la campagne de reconnaissance ultérieure, sont là aussi, tout à fait justifiés.

Lors de la reconnaissance géologique du site, on a identifié qu'une seule source, au pied du versant rive gauche, à environ 50m en amont du site de retenue. Cette source donne une eau potable, connue des riverains. Son débit mesuré en octobre 2009 est de 2,7 litres / minute. Ses coordonnées sont : N = 36°36864 ; E = 05° 50888. Cette source, proche de la station de mesure 9,

est surmontée par une ravine entaillant profondément le versant rive gauche. Elle est, par ailleurs, proche d'une faille verticale, observée en cette station et qui lui a probablement donné naissance.

II.4. Reconnaissance géologique et géotechnique

II.4.1. fondation du barrage :

Les sondages carottés, réalisés au droit du site, ont mis en évidence un substratum rocheux composé de matériaux allant des schistes aux gneiss, en passant par des phyllades. Il est clair, au vu des logs de sondage, que l'ensemble de la fondation du barrage est constitué de schistes présentant divers degrés de métamorphisme.

Au droit du barrage, ces schistes et gneiss paraissent d'excellente qualité mécanique, comme en attestent à la fois les sondages et les résultats de la sismique-réfraction qui donnent des vitesses de l'ordre de 5000 m/s à partir de 3 m de profondeur. En fond de vallée, le substratum rocheux est recouvert d'alluvions d'une épaisseur de l'ordre de 7 m. Ces alluvions de fond d'oued semblent essentiellement être sablo-graveleuses.

II.4.2. Étanchéité de la fondation :

Les essais d'eau réalisés dans les sondages carottés sont à prendre avec prudence, car ils n'auraient pas été effectués selon les règles de l'art. Ce sont des essais d'eau sous pression, sans que on sache si ce sont des essais Lugeon ou un autre type d'essai. Quoi qu'il en soit, ils sont généralement interprétés avec des perméabilités comprises entre 10^{-6} et 10^{-7} m/s. A la lecture du texte du compte rendu, on ne comprend pas bien si ce sont les résurgences qui ont rendu les essais impossibles, ou si les absorptions ont été trop fortes pour que des valeurs de perméabilité puissent être calculées, cette forte absorption étant confirmée par l'existence de résurgences. Quoi qu'il en soit, ce sondage semble montrer un rocher nettement plus perméable.

II.4.3. Les matériaux :

Les investigations sur les matériaux ont porté sur des argiles (pour la constitution d'un noyau étanche) et sur des matériaux grossiers (pour la constitution des recharges ou utilisation en tant que granulats à béton). La zone d'emprunt reconnue pour les argiles est située à la confluence des oueds Djendjene et Raha, en rive droite de l'oued Djendjene et en rive gauche de l'oued Raha. La teneur en eau de ces argiles est de l'ordre de 50%. Elles contiennent par ailleurs une part non négligeable de sables et graviers : 27%. L'indice de plasticité est de 33% en moyenne, ce qui indique des argiles relativement plastiques. La teneur en eau naturelle est de l'ordre de 15 %, ce qui est, comme dans le cas du barrage de Mahouane (système Ouest du projet de transferts Sétif-Hodna), sensiblement inférieur à la limite de plasticité (25 %). La teneur en eau moyenne à l'optimum Proctor est de 17% (proche de la teneur en eau naturelle), pour une densité de 16 kN/m^3 , ce qui est relativement bas. Les quelques essais mécaniques réalisés ne sont pas très cohérents entre eux, puisque :

- l'essai UU réalisé à la boîte (il convient de noter que, théoriquement, les essais à la boîte doivent être réalisés en conditions drainées) ferait apparaître une cohésion c_u de 0,08 MPa et un angle de frottement ϕ de 27° . Cela paraît tout de même un peu surprenant pour un essai UU, l'essai triaxial UU effectué montre, lui, une cohésion c_u de 0,05 MPa et un angle de frottement ϕ nul, ce qui paraît déjà plus plausible,

- les deux triaxiaux CU + u réalisés montrent des cohésions drainées, c' de 0,02 et 0,035 MPa, et des angles de frottement, de 19 et 8°. La valeur de 8° paraît étonnamment basse. Quant aux valeurs de cohésion drainée, elles sont relativement élevées par rapport aux cohésions non drainées données par les autres essais.

Le volume estimé des argiles dans cette zone d'emprunt est de 200 000 m³. La zone d'emprunt reconnue pour les matériaux granulaires est aussi située à la confluence des oueds Djendjene et Raha, mais plus en fond de vallée. Dans cette zone, les 3 puits réalisés ont fait apparaître des alluvions grossières composées de sables, cailloux et blocs (profondeur maximale des puits = 2,5 m). Aucun essai n'a été réalisé sur ces matériaux. Le volume de matériau disponible serait de 600 000 m³.

Il est vraisemblable que les matériaux alluvionnaires occupant le fond de vallée au droit de l'axe du barrage sont de même nature que ceux traversés par ces 3 puits.

II.5. La zone d'emprunt

Deux zones d'emprunt ont été envisagées pour fournir des agrégats pour la confection du BCR. La première se situe en rive droite de l'oued Djendjene à partir de sa confluence avec l'oued Raha, jusqu'au resserrement de la vallée à 2 km environ de l'axe du barrage. La seconde zone se situe en rive gauche de l'oued Djendjene, en queue de retenue dans la plaine que longe la route venant de Texena.

II.5.1. Zone d'emprunt Rive droite de la cuvette :

L'ensemble des puits et sondages réalisés a mis en évidence en moyenne :

- 0,50 m de terre végétale,
- 1,50 m de limons sableux sur 30% de la surface,
- 5 m (30% de la surface) à 7 m (70% de la surface) d'alluvions grossières avec blocs de plusieurs dizaines de litres à plusieurs centaines de litres pouvant atteindre 20 à 30% du volume reconnu.

Les blocs sont constitués de grès, grès quartzitiques et de calcaires.

La position de la nappe, quand elle a été rencontrée lors de la réalisation du puits, est indiquée sur les logs. Pour l'estimation des volumes hors nappe et dans la nappe indiqués dans le tableau ci-après on a estimé que la nappe devait se situer entre 2,5 et 5 m de profondeur, suivant la position du puits par rapport à l'oued, soit une profondeur moyenne de 3,75 m.

Bien que la caractérisation des matériaux pour agrégats soit insuffisante, la superficie de la zone rive droite susceptible de les fournir est de 150 m x 1 300 m soit environ 200 000 m².

Les volumes associés disponibles sont rappelés dans le **tableau.II.1** :

Tableau.II.1 : Estimation des volumes disponibles de la zone d'emprunt rive droite.

| Nature | Épaisseur (m) | Volume (m ³) |
|--|-------------------------|--------------------------|
| Terre végétale | 0,50 | 100 000 |
| Limons sableux (30 % de la surface) | 1,50 | 90 000 |
| Alluvions grossiers (70 % de la surface) | 7,00 | 980 000 |
| Alluvions grossiers (30 % de la surface) | 5,00 | 300 000 |
| Volume totale des alluvions | | 1 280 000 |
| Dont : alluvions grossiers hors nappe | Variable de 1,75 à 3,25 | 560 000 |
| Dont : alluvions grossiers sous nappe | Variable de 3,25 à 3,75 | 720 000 |

II.5.2. Zone d'emprunt Rive gauche de la cuvette :

L'ensemble des puits et sondages réalisés a mis en évidence en moyenne :

- 0,50 m de terre végétale,
- 1,50 m de limons argilo-sableux,
- 7 m d'alluvions grossières avec blocs de plusieurs dizaines de litres à plusieurs centaines de litres pouvant atteindre 20 à 30% du volume reconnu.

Les blocs sont constitués de grès, grès quartzitiques et de calcaires. La position de la nappe, quand elle a été rencontrée lors de la réalisation du puits, est indiquée sur les logs. Pour l'estimation des volumes hors nappe et dans la nappe indiqués dans le tableau ci- après on a estimé que la nappe devait se situer vers 3,5 m de profondeur.

Bien que la caractérisation des matériaux pour agrégats soit insuffisante, la superficie de la zone de la rive droite susceptible de les fournir est d'environ 300 000 m².

Tableau.II.2 : Estimation des volumes disponibles de la zone d'emprunt rive gauche.

| Nature | Épaisseur (m) | Volume (m ³) |
|---------------------------------------|---------------|--------------------------|
| Terre végétale | 0,50 | 150 000 |
| Limons sableux | 1,50 | 450 000 |
| Volume totale des alluvions grossiers | 7,00 | 2 100 000 |
| Dont: alluvions grossiers hors nappe | 1,50 | 450 000 |
| Dont : alluvions grossiers sous nappe | 5,50 | 1 650 000 |

II.5. Essais in situ

II.5.1. Essais dilatométriques :

Les mesures au dilatomètre ont pour objectif d'évaluer les caractéristiques de déformabilité et le module d'élasticité des roches dans les massifs. Les sondes dilatométriques sont constituées d'un cylindre métallique au centre duquel sont installés trois capteurs de déplacement, à 120° les uns des autres. La charge est appliquée uniformément aux parois du forage par l'intermédiaire d'une manchette en gomme renforcée. Les capteurs de déplacement sont placés directement sur la surface rocheuse et mesurent ses déformations au cours de l'essai.

Les valeurs moyennes des modules obtenus sont récapitulées dans le **tableau II.3** :

Tableau II.3 : valeurs moyennes résultantes des essais dilatométriques .

| Cycle pression (MPa) | Modules élastiques (MPa) | | | | | Modules de déformation (MPa) | | | | |
|----------------------|--------------------------|------|-------|-------|--------|------------------------------|------|------|-------|--------|
| | E1 | E2 | E3 | E4 | E5 | T1 | T2 | T3 | T4 | T5 |
| | 0-1 | 0-2 | 0-4 | 0-6/8 | 0-8/12 | 0-1 | 0-2 | 0-4 | 0-6/8 | 0-8/12 |
| moyenne | 850 | 5589 | 17898 | 27476 | 29455 | 26 | 4018 | 9375 | 9806 | 11000 |

➤ Les essais réalisés ne permettent pas de mettre en évidence des variations significatives et claires de module avec la profondeur. Les valeurs « obtenues » pour les différents cycles reflètent un rocher de fondation relativement fracturé mais fermé.

II.5.2. Essai Lugeon :

L'essai Lugeon est essentiellement destiné à évaluer les possibilités de circulation de l'eau dans une roche ou une maçonnerie. Il consiste à injecter de l'eau sous pression dans une cavité constituée d'une portion de forage de dimensions connues, et à mesurer le débit d'injection pour différents paliers de pression, pendant un temps donné. La cavité est réalisée dans le sol à la base d'un forage. Elle est limitée à sa partie inférieure par le fond du forage et à sa partie supérieure par un obturateur. Un tube d'injection relie cette cavité à la surface du sol. Le résultat de l'essai est un paramètre qualitatif d'absorption d'eau exprimé en unité Lugeon, laquelle correspond à un débit d'un litre par minute par mètre de longueur sous une pression de 1 MPa maintenue constante pendant 10 minutes.

Les résultats de l'essai sont représentés dans le tableau II.4.

Tableau II.4 : Résultats de l'essai Lugeon.

| Profondeur (m) | Rive droite (valeurs moyennes UL sur 6 sondages) | Oued (1 sondage) UL | Rive gauche (valeurs moyennes UL sur 3 sondages) |
|----------------|--|---------------------|--|
| 5-10 | 32 | | 5 |
| 10-15 | 13 | 0,3 | 3 |
| 15-20 | 9 | 0,8 | 1 |
| 20-25 | 3 | 0,3 | 3 |
| 25-30 | 2 | 0,2 | 2 |
| 30-35 | 1 | 0,3 | 1 |
| 35-40 | 2 | 0,1 | 1 |
| 40-45 | 1 | 0,3 | 1 |
| 45-50 | 1 | 0,2 | 1 |
| 50-55 | 0,5 | 0,1 | 0,3 |
| 55-60 | 0,3 | 0,2 | 0,6 |
| 60-65 | 0,4 | 0,3 | 0,1 |
| 65-70 | 0,2 | 0,9 | 0,3 |
| 70-75 | 0,2 | 0,1 | 0,1 |
| 75-80 | 0,2 | 0,1 | 0,2 |

II.5. Essais en laboratoire

II.5.1. La fondation

Des essais de laboratoire réalisés sur les matériaux rocheux de fondation du barrage, à partir d'échantillons provenant des sondages carottés . Les résultats des essais sont regroupés dans le **tableau II.5**.

Tableau II.5 : Récapitulatif des essais en laboratoire (fondation).

| Densité (t/m ³) | Densité (t/m ³) | Résistance à la compression à teneur en eau Rc (bars) | Résistance à la compression à saturation Rc sat (bars) | Résistance à la traction à teneur en eau Rt (bars) | Résistance à la traction à saturation Rt sat (bars) |
|-----------------------------|-----------------------------|---|--|--|---|
| 53 | 17 | 37 | 27 | 25 | 14 |

II.5.2. Matériaux utilisés pour la composition du béton :

Les résultats des essais sont regroupés dans le tableau II.6.

Tableau II.6 : Récapitulatif des essais en laboratoire (Matériaux pour le béton) .

| Dimensions | Tamis (mm) | Pourcentage passant à travers le tamis |
|------------|------------|--|
| 49 | 63,00 | 100 |
| 44 | 20,00 | 60 - 75 |
| 41 | 10,00 | 45 - 60 |
| 38 | 5,00 | 35 - 50 |
| 31 | 1,00 | 15 - 27 |
| 20 | 0,08 | 8 - 15 |

II.6. Géophysique et sismicité

II.6.1. Prospection sismique

La méthode de prospection sismique utilise une source d'ébranlement pouvant être générée par une chute de poids accélérée (PEG40) ou non (masse), l'utilisation d'explosif ou de dispositifs pneumatiques. La source produit une onde de choc qui se propage dans le sous-sol à des vitesses différentes et selon des trajets qui suivent des lois analogues à celles de l'optique. Il se produit ainsi des réflexions, des réfractions et des ondes directes.

Les vibrations sont enregistrées à la surface du sol par des capteurs sensibles aux mouvements du sol, les géophones. En fonction du dispositif utilisé, l'analyse des temps d'arrivée des ondes directes, réfléchies, ou réfractées permet de calculer les vitesses de propagation des ondes sismiques et les épaisseurs des terrains.

En sismique réfraction, une impulsion, telle que la chute libre d'une masse, émise à la surface du sol se propage sous forme d'ondes coniques dans des milieux supposés stratifiés et homogènes. Elles se réfractent au niveau des interfaces suivant les lois de Snell-Descartes.

II.6.2. Résultats de la prospection sismique

La géologie de la région, caractérisée par une altération assez importante, ne favorise pas les interfaces sismiques franches. Ces limites sont très difficiles à déterminer dans la réalité du sous-sol.

II.6.3. Risque séismique :

L'Algérie a tout le temps été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux individualités et collectivités locales, Donc pour pouvoir résister à ce phénomène, on doit construire des ouvrages de telle sorte à leur fournir un degré de protection tolérable en répondant aux règles parasismiques algériennes. L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région magrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière de la plaque africaine et eurasiennne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques). Notre barrage est classé selon le RPA 99 (version 2003) en zone IIa, groupes d'usage II B. qui donne une accélération de zone A=0.2 g.

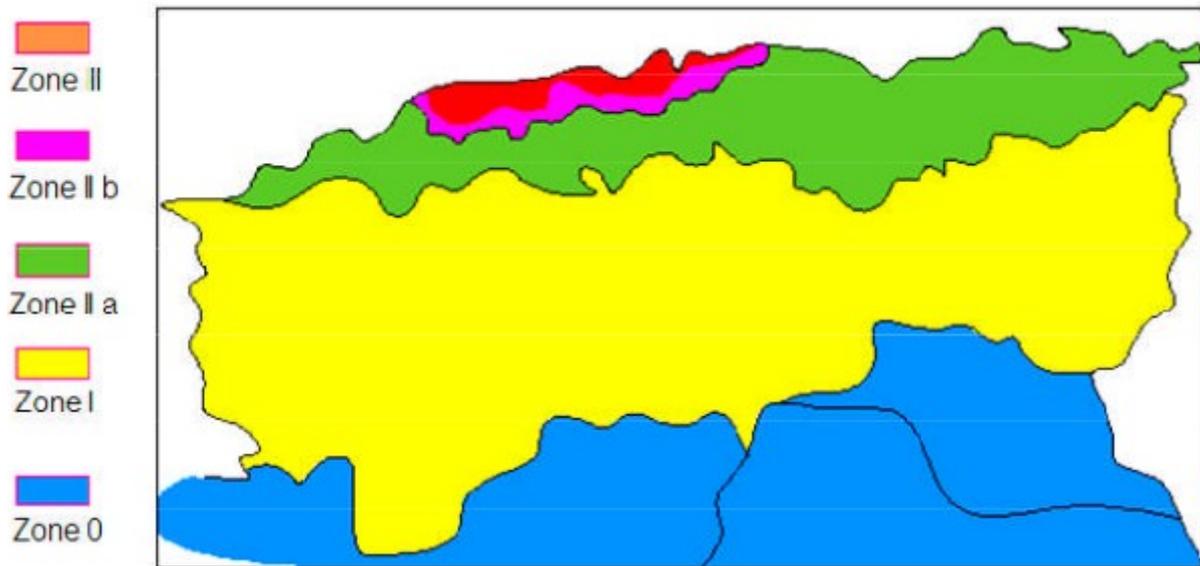


Figure II.2. Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en 2003

La sismicité de la région de TABELLOUT :

Tableau II.07 Caractéristiques du séisme de référence de Tabellout :

| | |
|---------------------------------------|------------|
| Séisme de référence | 21/08/1956 |
| Intensité épicentrale I_0 | VIII MSK |
| Magnitude M | 5,54 |
| Profondeur h | 11 km |
| Distance à l'épicentre - D | 0 km |
| Intensité induite sur le site - I_s | VIII MSK |
| Accélération maximale au sol | 0,20 g |

Conclusion

Après analyse de toutes les données géologiques, géotechniques, et géophysiques, on aboutit à la conclusion suivante : le site de barrage TABELLOUT présente des caractéristiques favorables pour une implantation d'un ouvrage hydrotechnique.

Introduction :

Ce chapitre a été introduit pour le recueil des données disponible sur le bassin versant contenant OUED TABELLOUT comme cours d’eau principale, afin de faire l’étude de la ressource en eau, et donc aboutir à un bon dimensionnement de barrage.

L’étude hydrologique va comportée :

- la situation géographique du bassin versant ainsi que ses caractéristiques morphologiques.
- l’étude des précipitations et des apports.
- l’étude des crues et régularisation.
- Laminage des crues et étude d’optimisation.

III.1. situation géographique

Le site de barrage TABELLOUT est défini par les coordonnées UTM et sur la Figure III.1 (carte topographique ALGÉRIE échelle 1/150000):

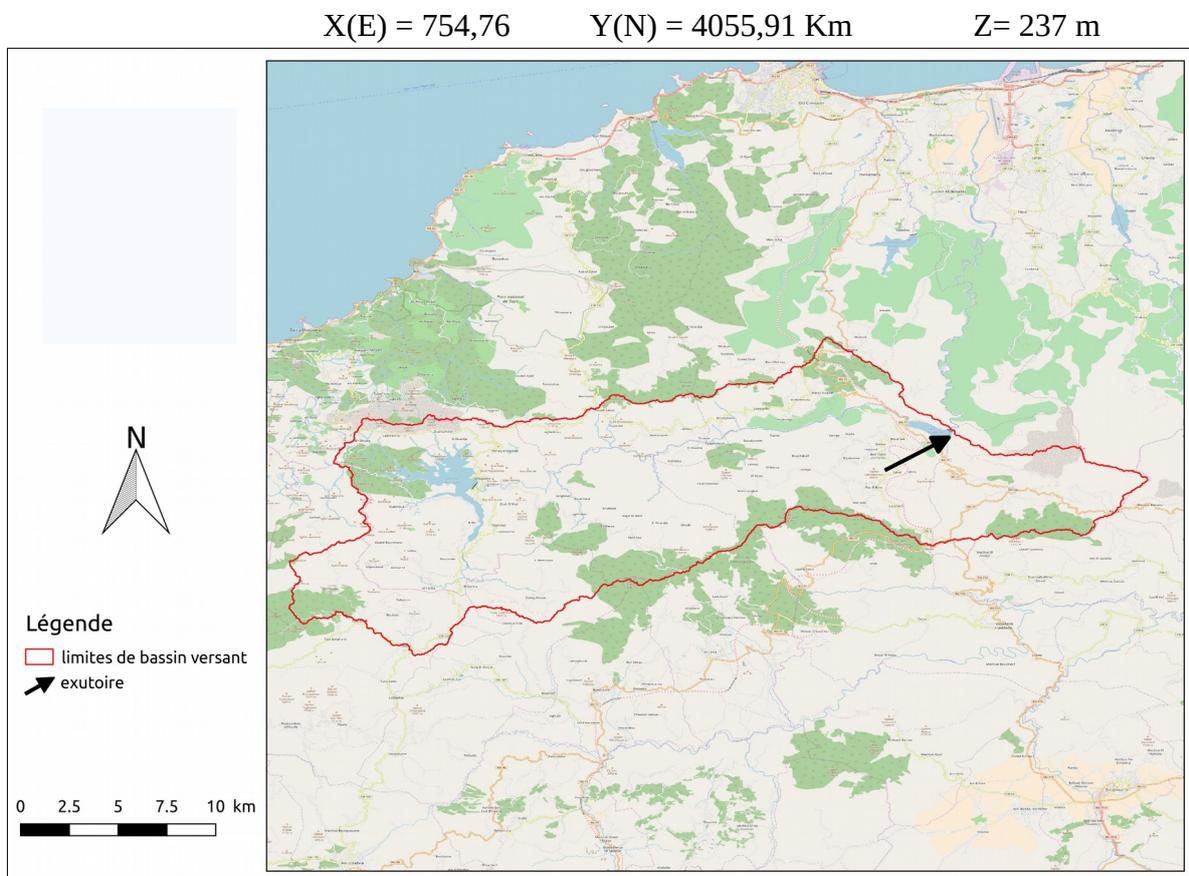


Figure III.1 : Bassin versant oued TABELLOUT

III.2. caractéristiques morphologiques du bassin versant

Le bassin versant de barrage sur oued TABELLOUT a été délimité par le logiciel SIG « QUANTUM GIS », à partir d'un modèle naturel de terrain « MNT » téléchargé de site « nasa.gov ». la délimitation est montré dans la Figure III.1.

III.2.1. paramètres géométriques

III.2.1.1. la surface de bassin versant :

En utilisant le même logiciel nous avons trouvé le résultat suivant :

$$S = 402,16 \text{ Km}^2$$

III.2.1.2. le périmètre de bassin versant :

En utilisant le même logiciel nous avons trouvé le résultat suivant :

$$P = 117,67 \text{ Km}$$

III.2.2. paramètres de forme

III.2.2.1. Indice de compacité de « Gravius » K_c :

Pour caractériser la géométrie d'un bassin versant, différents indices de forme destinés à comparer les bassin voir à estimer certaines de leurs caractéristiques hydrologiques. l'indice auquel il est le plus communément fait référence est l'indice de compacité, dit de « Gravius ». Il est définit comme le rapport du périmètre du bassin étudié a celui d'un cercle de même surface.

Il est donné par la formule suivante :

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{III.1})$$

Avec :

K_c : Indice de compacité.

S : surface de bassin versant (Km^2).

P : périmètre de bassin versant (Km).

AN :

$$K_c = 1,64$$

Tableau III.1. Classification de bassin selon l'indice de Gravius :

| | |
|--------------------|-------------------------|
| $K_C < 1,25$ | Bassin compact |
| $1,25 < K_C < 1,5$ | Bassin de forme moyenne |
| $K_C > 1,5$ | Bassin plutôt allongé |

Selon le tableau III.1 : le bassin versant de barrage sur oued TABELLOUT est un **bassin allongé** .

III.2.2.2. coefficient d'allongement :

Il est donné par la formule :

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

Avec :

- C_a : coefficient d'allongement.
- L : longueur de talweg principale (Km)
- S : surface de bassin versant (Km²)

En utilisant le logiciel SIG j'ai obtenue le résultat suivant :

$$L = 44,93 \text{ Km}$$

AN : $C_a = 5,02$

III.2.2.3. Rectangle équivalent :

Le rectangle équivalent se définit comme étant, un rectangle qui a la même surface et le même périmètre que le bassin versant. Cette notion a été introduite pour pouvoir comparer des bassins entre eux de point de vue de l'influence de leur caractéristiques géométriques sur l'écoulement.

La longueur et la largeur de rectangle sont données par les relations suivants :

$$L_r = K_c \frac{\sqrt{S}}{1,128} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{1,128^2}{K_c^2}} \right) \quad \text{(III.3)}$$

$$l_r = K_c \frac{\sqrt{S}}{1,128} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{1,128^2}{K_c^2}} \right) \quad \text{(III.4)}$$

Avec :

- L_r : longueur de rectangle Km
- l_r : largeur de rectangle Km
- K_c : indice de compacité
- S : surface de bassin versant Km²

AN : $L_r = 50,32 \text{ Km}$ $l_r = 7,99 \text{ Km}$

Sachant que les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits côtés, donc pour tracer le rectangle équivalent, on doit calculer les longueurs L_i pour chaque surface partielle en fixant la largeur $l_r = 7,99$ Km.

Nous avons : $S_i = L_i \times l$ (III.5) $L_i = \frac{S_i}{l}$ (III.6)

Tableau III.02. Résultats de calcul de rectangle équivalent.

| N° d'ordre | S_i (km ²) | l (km) | L_i (km) |
|------------|--------------------------|----------|------------|
| 1 | 8,34 | 7,99 | 1,04 |
| 2 | 13,31 | 7,99 | 1,67 |
| 3 | 19,96 | 7,99 | 2,50 |
| 4 | 28,71 | 7,99 | 3,59 |
| 5 | 63,69 | 7,99 | 7,97 |
| 6 | 65,94 | 7,99 | 8,25 |
| 7 | 60,38 | 7,99 | 7,56 |
| 8 | 48,28 | 7,99 | 6,04 |
| 9 | 34,32 | 7,99 | 4,30 |
| 10 | 25,08 | 7,99 | 3,14 |
| 11 | 15,92 | 7,99 | 1,99 |
| 12 | 9,41 | 7,99 | 1,18 |
| 13 | 4,67 | 7,99 | 0,58 |
| 14 | 2,19 | 7,99 | 0,27 |
| 15 | 0,81 | 7,99 | 0,10 |
| 16 | 0,64 | 7,99 | 0,08 |
| 17 | 0,51 | 7,99 | 0,06 |

III.2.3 Paramètres du relief

III.2.3.1 Courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude. Cette courbe est donnée dans la figure (III.2) à partir du Tableau(III.03).

Tableau III.03. Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude.

| Altitude (m) | surface partielle (Km ²) | surface partielle % | surface cumulées % |
|-----------------|---|------------------------|-----------------------|
| 2006–1837 | 0,51 | 0,13 | 0,13 |
| 1837–1737 | 0,64 | 0,16 | 0,29 |
| 1737–1637 | 0,81 | 0,20 | 0,49 |
| 1637–1537 | 2,19 | 0,55 | 1,04 |
| 1537–1437 | 4,67 | 1,16 | 2,20 |
| 1437–1337 | 9,41 | 2,34 | 4,54 |
| 1337–1237 | 15,92 | 3,96 | 8,50 |
| 1237–1137 | 25,08 | 6,24 | 14,74 |
| 1137–1037 | 34,32 | 8,53 | 23,27 |
| 1037–937 | 48,28 | 12,00 | 35,27 |
| 937–837 | 60,38 | 15,01 | 50,28 |
| 837–737 | 65,94 | 16,40 | 66,68 |
| 737–637 | 63,69 | 15,84 | 82,52 |
| 637–537 | 28,71 | 7,14 | 89,66 |
| 537–437 | 19,96 | 4,96 | 94,62 |
| 437–337 | 13,31 | 3,31 | 97,93 |
| 337—exutoire | 8,34 | 2,07 | 100,00 |

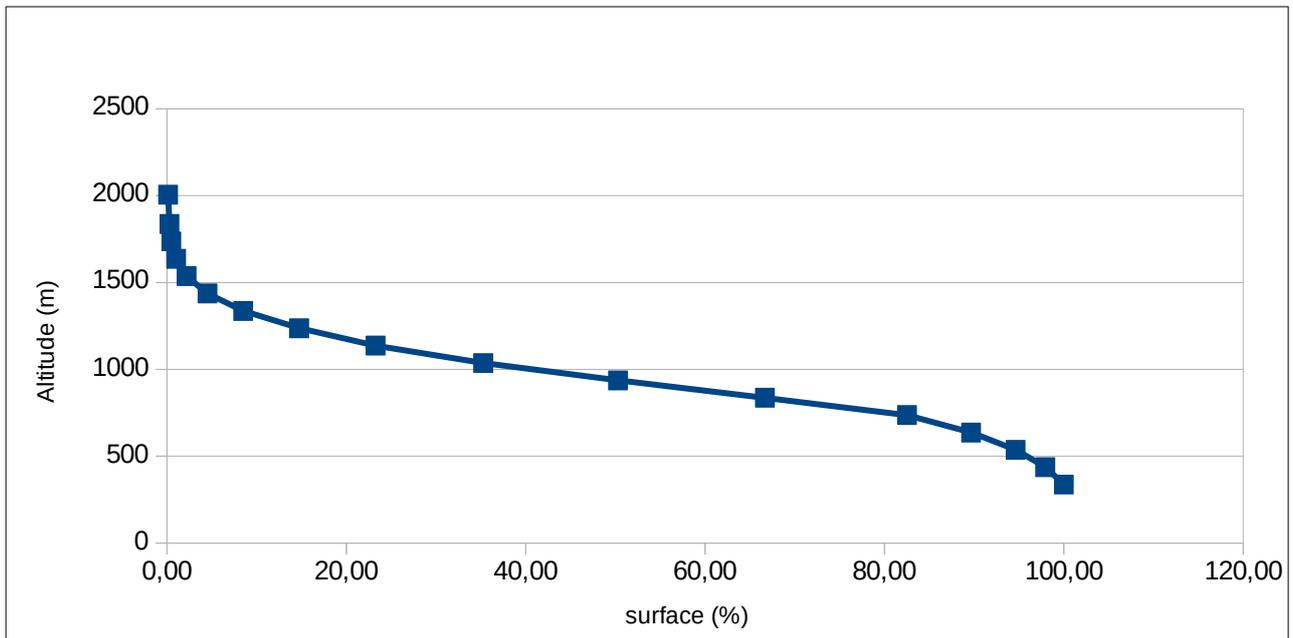


Figure III.02 : Courbe hypsométrique du Bassin versant du barrage TABELLOUT.

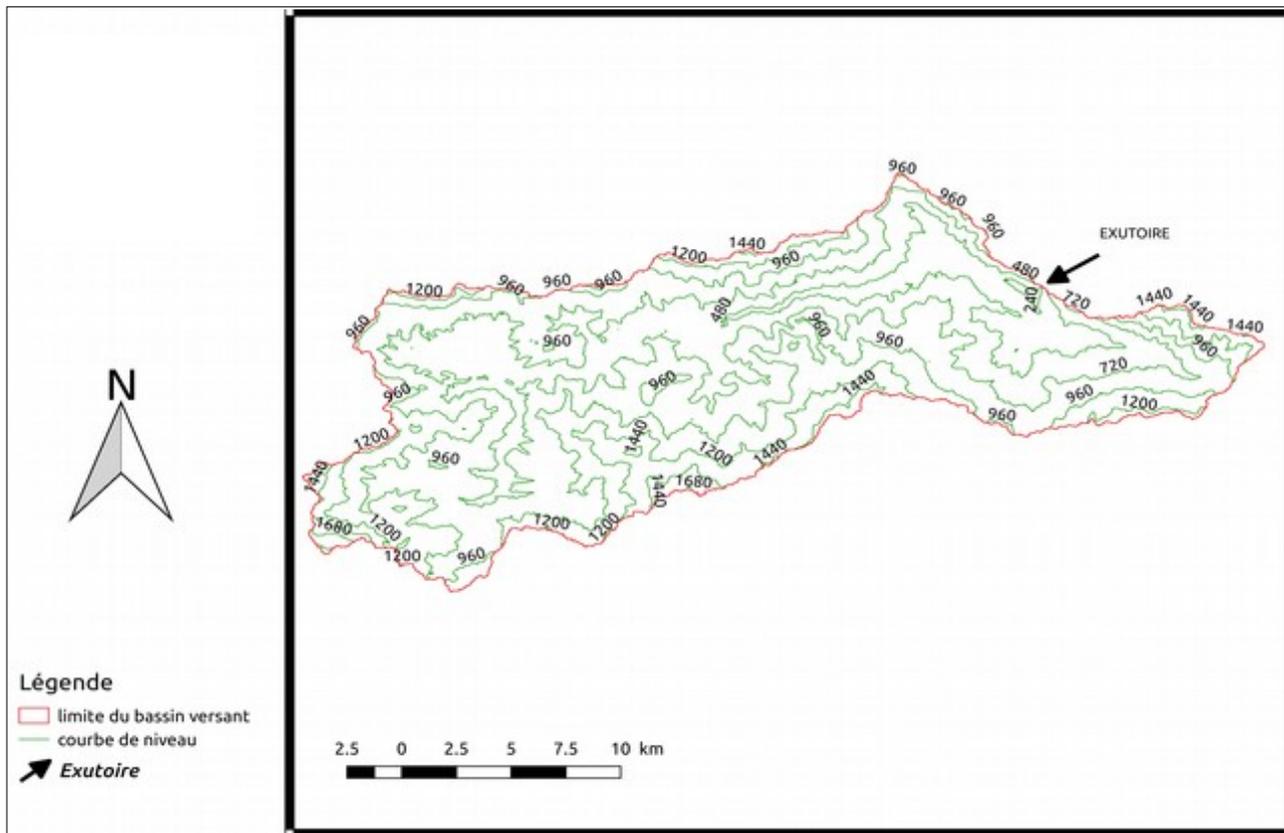


Figure III.03: La répartition des courbes de niveau.

III.2.3.2 Altitudes caractéristiques :

- Altitudes maximale et minimale

$H_{max} = 2006 \text{ m}$ Et $H_{min} = 237 \text{ m}$

- Altitude moyenne du bassin versant :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{S} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

- H_{moy} : Altitude moyenne du bassin (m)
- S_i : Aire comprise entre deux courbes de niveau (km²)
- H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau (m)
- S : Superficie totale du bassin versant (km²)

AN :

$H_{moy} = 856,66 \text{ m}$

• **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.

D'après la courbe hypsométrique Figure (III.02) on a :

- H 50% = 875,41 m
- H 5% = 1578,76 m
- H 95% = 496,06 m

III.2.3.3 Indices des pentes :

• **Indice de pente globale I_g**

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

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad (\text{III.8})$$

Avec : **D :** Dénivelée entre H 5% et H 95% [m]
 L : Longueur du rectangle équivalent [km]

AN : **$I_g = 13,98 \text{ m/Km}$** **donc :** **$I_g = 1.398 \%$**

• **Indice de pente de Roche I_p**

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre deux courbes de niveau H_i et H_{i-1} .

Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \quad (\text{III.9})$$

Avec :

L : Longueur de rectangle équivalent (Km).
 S_i : Surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives
 De niveau H_i et H_{i-1} .

Tableau III.04 : Détermination de la pente Roche Ip.

| H _i et H _{i-1} (m) | H _i - H _{i-1} (m) | S _i (Km2) | S _i (%) | S _i (H _i - H _{i-1}) | racine(S _i (H _i - H _{i-1})) |
|---|--|-------------------------|-----------------------|---|---|
| 2006-1837 | 169 | 0,51 | 0,13 | 21,97 | 4,69 |
| 1837-1737 | 100 | 0,64 | 0,16 | 16 | 4,00 |
| 1737-1637 | 100 | 0,81 | 0,20 | 20 | 4,47 |
| 1637-1537 | 100 | 2,19 | 0,55 | 55 | 7,42 |
| 1537-1437 | 100 | 4,67 | 1,16 | 116 | 10,77 |
| 1437-1337 | 100 | 9,41 | 2,34 | 234 | 15,30 |
| 1337-1237 | 100 | 15,92 | 3,96 | 396 | 19,90 |
| 1237-1137 | 100 | 25,08 | 6,24 | 624 | 24,98 |
| 1137-1037 | 100 | 34,32 | 8,53 | 853 | 29,21 |
| 1037-937 | 100 | 48,28 | 12,00 | 1200 | 34,64 |
| 937-837 | 100 | 60,38 | 15,01 | 1501 | 38,74 |
| 837-737 | 100 | 65,94 | 16,40 | 1640 | 40,50 |
| 737-637 | 100 | 63,69 | 15,84 | 1584 | 39,80 |
| 637-537 | 100 | 28,71 | 7,14 | 714 | 26,72 |
| 537-437 | 100 | 19,96 | 4,96 | 496 | 22,27 |
| 437-337 | 100 | 13,31 | 3,31 | 331 | 18,19 |
| 337-237 | 100 | 8,34 | 2,07 | 207 | 14,39 |

AN : Ip= 50,18 m/Km donc : Ip= 5,02 %

III.2.3.4 Pente moyenne du bassin versant I_m :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H (0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S} \quad \text{(III.10)}$$

Avec :

ΔH : Dénivelée (m).

L_i : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2,3....n,(Km)

S : Surface du bassin versant (Km²).

AN : I_m= 399,69 m/Km donc : I_m= 40 %

➤ La pente moyenne est forte, donc on assistera a un écoulement rapide.

III.2.3.5 Dénivelée spécifique D_s :

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 le bassin quelque soit sa surface.

Elle est donnée par la formule :

$$D_s = I_g \sqrt{S} \quad (\text{III.11})$$

Avec :

I_g : Indice de pente global (m/km)
 S : Surface du bassin (km²)

AN : $D_s = 280,35 \text{ m}$

Tableau III .05 : Classification de L'O.R.S.T.O.M (type de relief).

| Classe | Relief | D_s (m) |
|----------------|--------------|-------------------|
| R ₁ | Très faible | $D_s < 10$ |
| R ₂ | Faible | $10 < D_s < 25$ |
| R ₃ | Assez faible | $25 < D_s < 50$ |
| R ₄ | Modéré | $50 < D_s < 100$ |
| R ₅ | Assez modéré | $100 < D_s < 250$ |
| R ₆ | Fort | $250 < D_s < 500$ |
| R ₇ | Très fort | $D_s > 500$ |

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

Le relief du bassin versant de barrage de TABELLOUT est un relief **fort** de classe R₆.

III.2.4 Réseau d'écoulement

III.2.4.1 Chevelu hydrographique :

Le réseau hydrographique se définit comme étant l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Selon la classification de Schum qui dit : « est d'ordre (x+1), tout tronçon de cours d'eau, forme par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x) ».

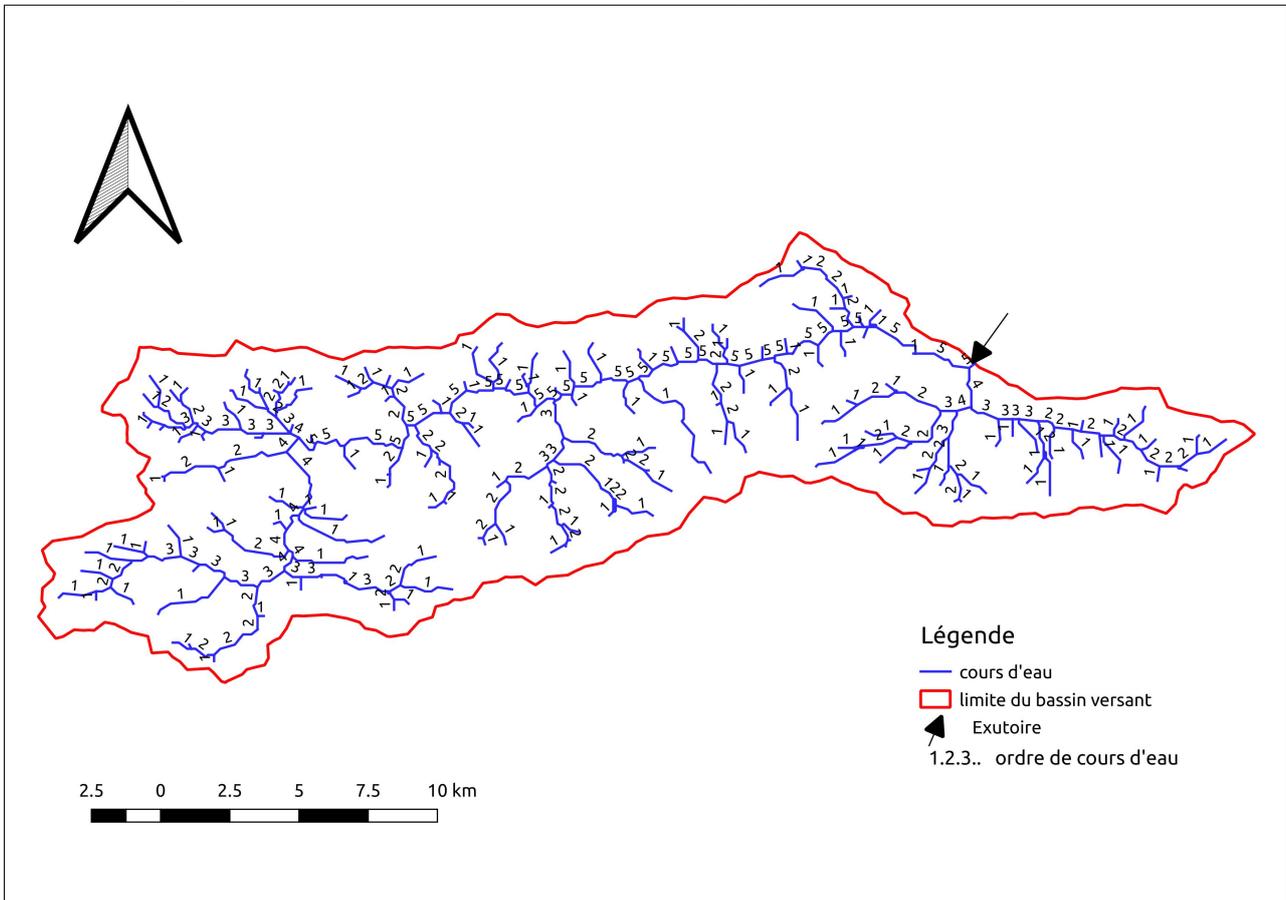


Figure III.04 Réseau hydrographique du Bassin versant TABELLOUT.

III.2.4.2. 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 toujours le segment d'ordre le plus élevé lorsqu'il a un embranchement et par extension du dernier jusqu'à la limite topographique du bassin versant.

Donc :

$$L = 31,498 \text{ Km}$$

III.2.4.3 Profil en long du cours d'eau principal :

Ce profil est tracé à partir des données extraites par le SIG (QGIS) en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau (figure III.05).

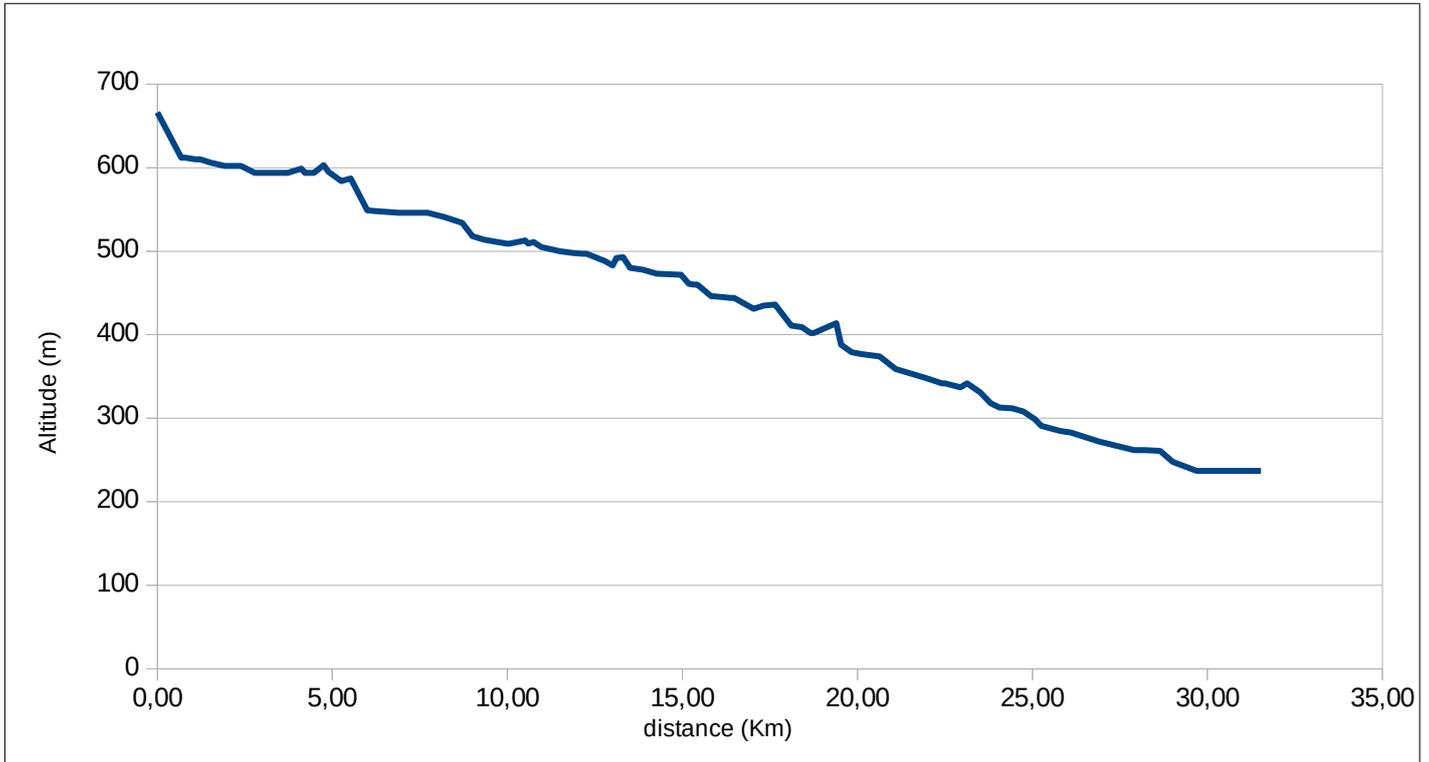


Figure III.05: Profil en long du cours d'eau principal du bassin versant oued TABELLOUT.

III.2.4.5 Pente moyenne du cours d'eau principal I_c :

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

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (\text{III.12})$$

Avec :

ΔH : Dénivelée entre deux points suffisamment distants (m) = 666-237 (m).

ΔL : Distance entre ces deux points (km)=31,498Km.

AN :

$$I_c = 13,68 \text{ m/Km} \quad \text{donc :} \quad I_c = 1,4\%$$

III.2.4.6 Densité de drainage D_d

Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur totale des cours d'eaux du bassin versant, à sa surface totale. Elle reflète la dynamique du bassin et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en Km/Km² selon la relation suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad (\text{III.13})$$

Avec :

L_i : longueur de cours d'eau d'ordre i (Km)

S : superficie du bassin versant (Km²)

AN :

$$D_d = \frac{887,36}{402,16} \quad \text{donc : } D_d = 2,2 \text{ Km/Km}^2$$

III.2.4.7 Densité hydrographique F :

Elle est donnée par la relation suivante :

$$F_i = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{S} \quad (\text{III.14})$$

Avec :

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

S : superficie de bassin versant (Km²).

AN :

$$F = \frac{1103}{402,16} \quad \text{Donc : } F = 2,74 \text{ talweg/Km}^2$$

III.2.4.8 Coefficient de torrentialité C_t :

$$C_t = D_d * \frac{N}{S} \quad (\text{III.15})$$

Avec :

D_d : Densité de drainage.

N : Nombre des talwegs d'ordre 1. $N=206$.

S : Surface du bassin versant.

AN :

$$C_t = 1,13$$

III.2.4.9 Temps de concentration du bassin versant t_c :

C'est le temps que prend la particule d'eau la plus éloignée du bassin pour arriver à l'exutoire. Il est donné par les formules suivantes :

➤ Formule de GIANDOTTI(1937)

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_p}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (\text{III.16})$$

Avec :

t_c : Temps de concentration en heure

S : Superficie du bassin versant (Km²)

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km)

H_{moy} , H_{min} : Respectivement altitude moyenne et minimal du bassin versant(m)

AN :

$$t_c = 6,4 h$$

➤ Formule de SCS : (Soil Conservation Service, USA)

$$t_c = \left(0,87 \cdot \frac{L_p^3}{H}\right)^{0,387}$$

Avec :

L : Longueur du thalweg principal (Km).

H : Différence entre altitude max. et altitude min.

AN :

$$t_c = 2,89 h$$

➤ Formule de VENTURA

$$t_c = 76,3 * \frac{\sqrt{S}}{100 * I_c} \quad (\text{III.17})$$

Avec :

S : superficie du bassin versant.

I_c : pente moyenne de cours d'eau principal

AN :

$$t_c = 10,49 h$$

Tableau III.06 : Récapitulatif du temps de concentration.

| Formule t_c (heure) | t_c (heure) |
|-----------------------|---------------|
| Formule de GIANDOTTI | 6,4 |
| Formule de SCS | 2,89 |
| Formule de VENTURA | 10,49 |

- **Commentaire**

D'après ces résultats on prend en considération la Formule de SCS car elle nous donne la valeur la plus petite d'où :

$$t_c = 2,89 h$$

III.2.4.10 Vitesse moyenne de ruissellement V_R :

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{L_p}{t_c} \quad (\text{III.18})$$

Avec :

L_p : longueur de cours d'eau principal.
 t_c : temps de concentration.

AN :

$$V = 10,9 \text{ Km/h}$$

Tableau III.07 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin Versant.

| Désignation | | Symbole | Unités | Valeurs |
|--|----------|-------------------|------------------------|---------|
| Superficie | | S | Km ² | 402,16 |
| Périmètre | | P | Km | 117,67 |
| Longueur de cours d'eau principal | | L _p | Km | 31,498 |
| Indice de compacité | | K _c | - | 1,64 |
| Coefficient d'allongement | | C _a | - | 5,02 |
| Rectangle équivalent | Longueur | L _r | Km | 50,32 |
| | Largeur | l _r | Km | 7,99 |
| Altitude | Maximale | H _{max} | m | 2006 |
| | Minimale | H _{min} | m | 237 |
| | Moyenne | H _{moy} | m | 856,66 |
| | Médiane | H _{50 %} | m | 875,41 |
| | 5 % | H _{5 %} | m | 1578,76 |
| | 95 % | H _{95 %} | m | 496,06 |
| Indice de pente globale | | I _g | % | 1,398 |
| Indice de pente de roche | | I _p | % | 5,02 |
| Pente moyenne de bassin versant | | I _m | % | 40 |
| Pente moyenne de cours d'eau principal | | I _c | % | 1,4 |
| Dénivelée spécifique | | D _s | m | 280,35 |
| Densité de drainage | | D _d | Km/Km ² | 2,2 |
| Densité hydrographique | | F | talweg/Km ² | 2,74 |
| Temps de concentration | | t _c | h | 2,89 |
| Vitesse de ruissellement | | V _R | Km/h | 10,9 |
| Coefficient de torrentialité | | C _t | - | 1,13 |

III.3 Données climatologiques

III.3.1 Températures :

Les caractéristiques climatiques de la région du bassin versant ne sont enregistrées qu'aux stations de « El Milia ». La répartition mensuelle des température est représenté dans le **Tableau III.08**

Tableau III.08 Répartition mensuelle de la température (degré C).

| Mois | Sep | Oct | Nov | Dec | Jan | Fev | Mar | Avr | Mai | Jun | Jul | Aout |
|------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|
| Tmoy | 24 | 20 | 16 | 13 | 11 | 12 | 14 | 16 | 19 | 22 | 25 | 26 |
| Tmax | 29 | 25 | 20 | 17 | 15 | 16 | 18 | 21 | 24 | 28 | 31 | 32 |
| Tmin | 19 | 15 | 11 | 9 | 7 | 8 | 9 | 11 | 14 | 17 | 19 | 20 |

III 3.2 Évaporation :

L'évaporation est calculée à partir des mesures réalisées à Zardezas et à Erraguene, le tableau ci- dessous représente l'évaporation mensuelle moyenne en mm.

Tableau III.09 Répartition mensuelle de l'évaporation.

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

III.3.3 Humidité relative :

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

Tableau III. 10 Répartition mensuelle de l'humidité relative.

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

III.3.4 vitesse de Vent :

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

Tableau III.11 Vitesse du vent.

| Mois | Sep | Oct | Nov | Déc | Jan | Fév | Mar | Avr | Mai | Jun | Jul | Aou | moy |
|-----------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Van (m/s) | 2,6 | 2,3 | 2,5 | 2,5 | 2,2 | 2,3 | 2,3 | 2,3 | 2,1 | 1,7 | 2,7 | 2,6 | 2,3 |

III.3.5 La pluviométrie :

Nous disposons de données d’observation directes disponibles au niveau du bassin versant de Djendjene. La station de ERRAGUÈN est la plus proche du site avec une période d’observation de 1969-2005 soit 37 ans.

Tableau III.12 La station d’ERRAGUÈNE.

| Station | Code | Source | coordonnées | | | Années de service | de N(ans) |
|-----------|--------|---------|-------------|-------|------|-------------------|-----------|
| | | | X(Km) | Y(Km) | Z(m) | | |
| ERRAGUÈNE | 030401 | A.N.R.H | 757,4 | 368,6 | 680 | 1969-2005 | 37 |

III.3.5.1 Répartition de la pluie moyenne dans le bassin :

Tableau III.13 Répartition de la pluie mensuelle moyenne interannuelle.

| Mois | Sep | Oct | Nov | Dec | Jan | Fev | Mar | Avr | Mai | Jun | Jul | Aou | Moy ann |
|---------------|--------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|--------------|--------------|-------------|--------------|----------------|
| P (mm) | 53,72 | 109,11 | 158,47 | 252,75 | 198,67 | 134,45 | 152,20 | 119,12 | 57,22 | 18,27 | 4,12 | 14,87 | 1272,97 |
| P (%) | 4,22 | 8,57 | 12,45 | 19,86 | 15,61 | 10,56 | 11,96 | 9,36 | 4,49 | 1,44 | 0,32 | 1,17 | 100,00 |

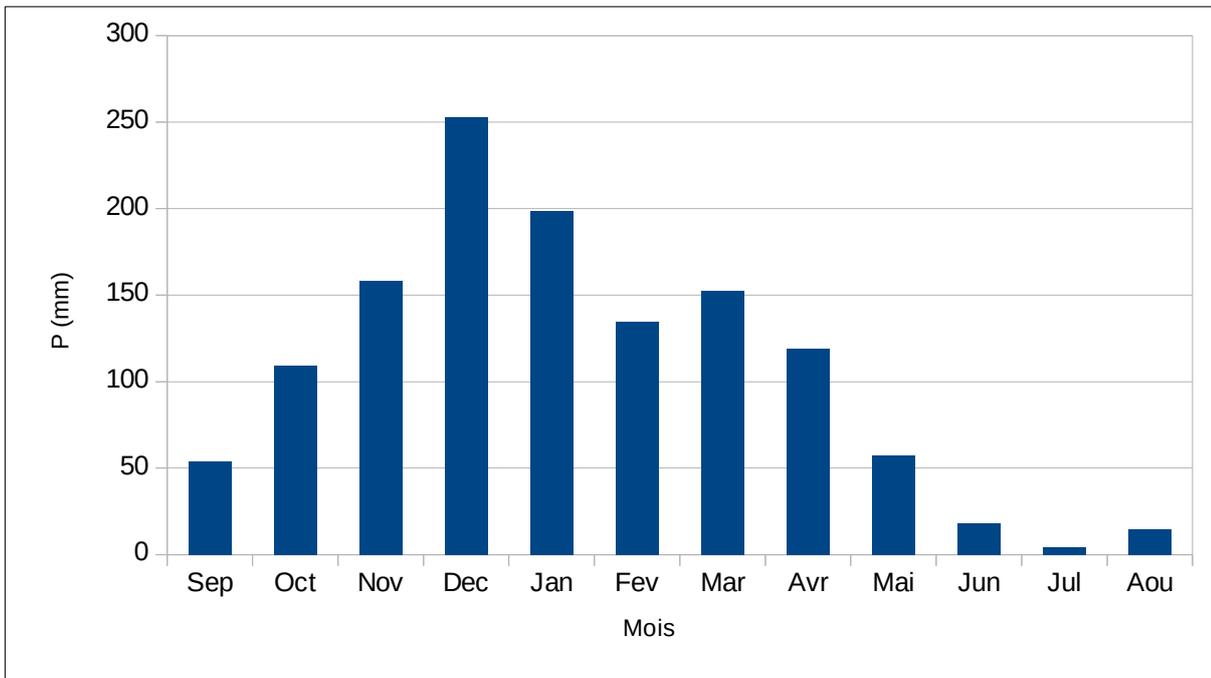


Figure III.06: Répartition de la pluie mensuelle moyenne interannuelle.

III.4 Étude des précipitations

III.4.1 Homogénéisation des données :

Toutes les études hydrologiques nécessitent la vérification des données utilisées. L'information de base quand à sa qualité revêt une grande importance. On ne peut espérer à des résultats concluants si la donnée de base n'est pas fiable. De ce fait, l'analyse hydrologique se base sur l'exploitation de données, présentée souvent sous forme de séries statistiques et sujette la plus part de temps à des erreurs qu'on appelle **erreurs systématiques**, qu'il convient de détecter et de corriger.

Pour cela on utilise les différentes méthodes d'homogénéisation, que se soit graphiques ou analytiques.

Pour mon étude je vais utiliser le test non paramétrique de WILCOXON.

➤ Teste de WILCOXON

Il se base sur le principe suivant :

si l'échantillon X est issu d'une même population que Y, l'échantillon XUY en y est également issu. Donc on a une série d'observation de longueur N à partir de laquelle on tire deux échantillons X et Y : N1 et N2 sont respectivement les tailles de ces échantillons, avec :

$$N = N1 + N2 \quad \text{et } N1 < N2.$$

Tableau III.14: Précipitations interannuelle.

| Année | P (mm) | Année | P (mm) |
|-------|---------|-------|---------|
| 1969 | 2107,4 | 1987 | 1262,4 |
| 1970 | 2040,15 | 1988 | 1248,3 |
| 1971 | 2006,6 | 1989 | 1236,83 |
| 1972 | 1850,4 | 1990 | 1129,22 |
| 1973 | 1757,8 | 1991 | 1104,9 |
| 1974 | 1621,8 | 1992 | 1104,4 |
| 1975 | 1547,2 | 1993 | 1088,7 |
| 1976 | 1543,7 | 1994 | 1013,42 |
| 1977 | 1540,4 | 1995 | 1000,5 |
| 1978 | 1496,7 | 1996 | 976,7 |
| 1979 | 1477,9 | 1997 | 971,1 |
| 1980 | 1435,17 | 1998 | 932 |
| 1981 | 1402,6 | 1999 | 928,3 |
| 1982 | 1396,9 | 2000 | 847,54 |
| 1983 | 1352,4 | 2001 | 784,4 |
| 1984 | 1340,8 | 2002 | 783,79 |
| 1985 | 1334,1 | 2003 | 781,32 |
| 1986 | 1294 | 2004 | 712,4 |
| | | 2005 | 647,48 |

Tableau III.15: Résultats du test de WILCOXON.

| X | Y | X U Y | Rang | Origine | X U Y | Rang | Origine |
|---------|---------|---------|------|---------|---------|------|---------|
| 1547,2 | 784,4 | 2107,4 | 1 | X | 1248,3 | 20 | Y |
| 928,3 | 1340,8 | 2040,15 | 2 | X | 1236,83 | 21 | X |
| 1435,17 | 781,32 | 2006,6 | 3 | Y | 1129,22 | 22 | Y |
| 1850,4 | 1396,9 | 1850,4 | 4 | X | 1104,9 | 23 | Y |
| 1496,7 | 1104,9 | 1757,8 | 5 | Y | 1104,4 | 24 | X |
| 1104,4 | 1000,5 | 1621,8 | 6 | Y | 1088,7 | 25 | X |
| 1334,1 | 647,48 | 1547,2 | 7 | X | 1013,42 | 26 | Y |
| 1294 | 1477,9 | 1543,7 | 8 | X | 1000,5 | 27 | Y |
| 783,79 | 1757,8 | 1540,4 | 9 | X | 976,7 | 28 | Y |
| 932 | 976,7 | 1496,7 | 10 | X | 971,1 | 29 | Y |
| 847,54 | 1621,8 | 1477,9 | 11 | Y | 932 | 30 | X |
| 1540,4 | 1248,3 | 1435,17 | 12 | X | 928,3 | 31 | X |
| 1262,4 | 1013,42 | 1402,6 | 13 | Y | 847,54 | 32 | X |
| 1088,7 | 971,1 | 1396,9 | 14 | Y | 784,4 | 33 | Y |
| 1236,83 | 712,4 | 1352,4 | 15 | Y | 783,79 | 34 | X |
| 2040,15 | 2006,6 | 1340,8 | 16 | Y | 781,32 | 35 | Y |
| 1543,7 | 1402,6 | 1334,1 | 17 | X | 712,4 | 36 | Y |
| 2107,4 | 1352,4 | 1294 | 18 | X | 647,48 | 37 | Y |
| * | 1129,22 | 1262,4 | 19 | X | | | |

$$W_x = \sum \text{rangs} \quad (\text{III.19})$$

AN : $W_x = 304$

➤ On calcul les deux bornes suivantes :

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

AN : $W_{min} = 278$

➤ Sachant que $Z_{1-\alpha/2} = 1,96$ pour un niveau de signification $\alpha = 5\%$

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

An : $W_{max} = 387$

➤ On vérifie l'inégalité : $W_{min} < \sum \text{rangs} < W_{max}$

➤ $278 < 304 < 387$. donc notre série est homogène.

III.4.2 Étude des pluies maximales journalières

L'étude des pluies maximales journalières consiste à faire un ajustement adéquat de la série par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et une période de retour.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant (non dépassement).
- Calcul de la fréquence expérimentale.
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée.
- Ajuster graphiquement la loi choisie.
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Les caractéristiques empiriques de la série sont représentées dans le tableau ci-après.

Tableau III.16: Caractéristiques empiriques de la série.

| | |
|------------------------------|-------|
| Nombre d'observation | 37 |
| Minimum (mm) | 50,6 |
| Maximum (mm) | 172,9 |
| Moyenne (mm) | 97,4 |
| Écart-type (mm) | 33,6 |
| Médiane (mm) | 90,6 |
| Coefficient de variance (CV) | 0,345 |

III.4.2.1 Choix de la loi d'ajustement :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de :

- La loi de probabilité.
- La taille de l'échantillon.
- Certaines caractéristiques de l'échantillon.

Toutefois, de nombreuses études comparatives, empiriques et théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

- 1- la loi de GUMBEL (droite de GUMBEL).
- 2- la loi de log-normale (droite de GALTON).

➤ Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

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

Tel que : $y = a(x - x_0)$ (III.23)

- L'équation de la droite de Gumbel

$$P_{maxj} = \frac{1}{a} y + x_0 \quad (III.24)$$

On peut écrire :

$$y = -[\ln((-\ln(F(x))))] \quad (III.25)$$

Tel que :

$$F(x) = \frac{m - 0,5}{n} \quad (III.26)$$

Avec :

- 1/a** : Pente de la droite de GUMBEL.
- y** : Variable réduite de GUMBEL.
- x** : Précipitation maximale journalière (mm).
- x 0** : Paramètre de position (mm).
- m** : Ordre de classement.
- n** : Taille de l'échantillon.

- **Résultats de l'ajustement**

La droite de Gumbel est donnée par la **figure III-07**, Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.17 : Ajustement à la loi de Gumbel.

| T (ans) | Fréquence | Pmaxj (mm) | Écart-type | Intervalle de confiance (mm) |
|---------|-----------|------------|------------|------------------------------|
| 1000 | 0,999 | 265 | 25,80 | 215-316 |
| 500 | 0,998 | 247 | 23,40 | 201-293 |
| 100 | 0,990 | 204 | 17,90 | 169-239 |
| 50 | 0,980 | 184 | 15,60 | 155-216 |
| 20 | 0,950 | 161 | 12,50 | 136-185 |
| 10 | 0,900 | 142 | 10,20 | 122-161 |
| 5 | 0,800 | 122 | 7,91 | 106-137 |

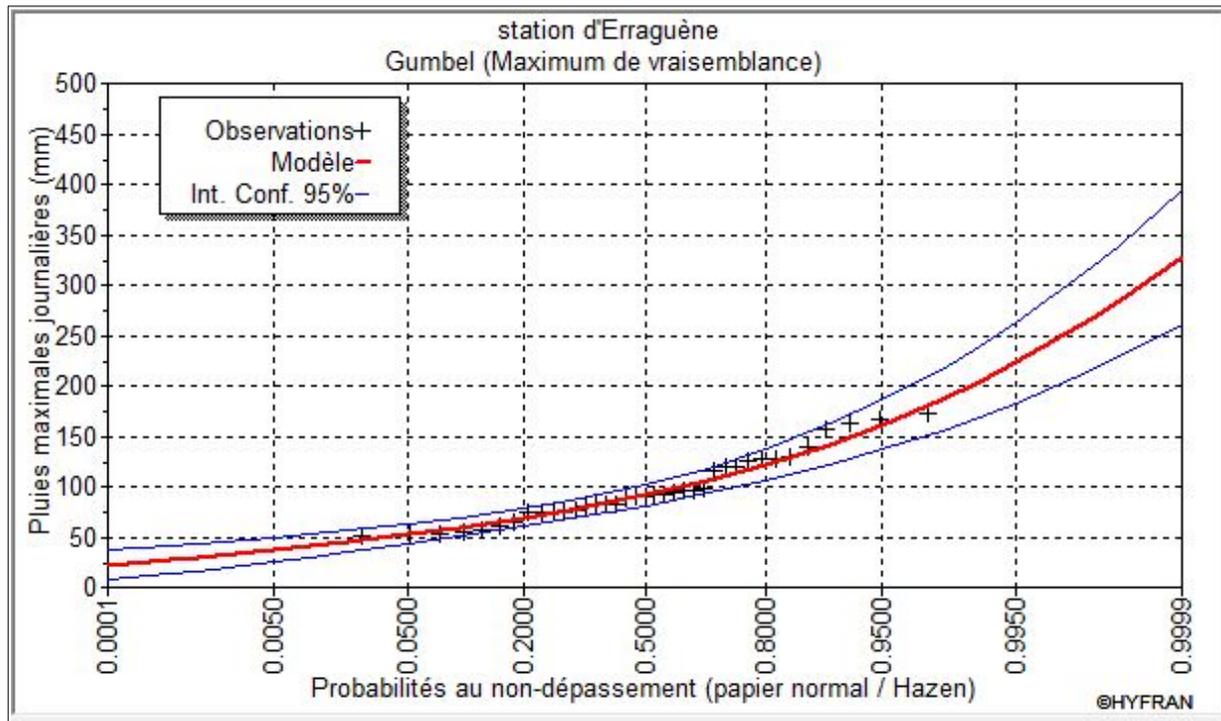


figure III.07 : Représentation graphique de la loi de Gumbel.

Tableau III.18 : Caractéristiques de la loi Gumbel.

| caractéristiques | Caractéristiques de la loi | Caractéristiques de l'échantillon |
|------------------------------|----------------------------|-----------------------------------|
| Moyenne | 97,3 | 97,4 |
| Écart-type | 33,6 | 33,6 |
| Médiane | 91,8 | 90,6 |
| Coefficient de variance (CV) | 0,345 | 0,345 |

➤ Ajustement de la série pluviométrique à la loi Log-normale (Loi Galton)

Calcul des fréquences expérimental (au non dépassement) :

$$T = \frac{1}{1-q} \quad (\text{III.27})$$

$$q = F(x_i) = \frac{m-0,5}{n} \quad (\text{III.28})$$

Avec :

m : Numéro d'ordre de la valeur.

n : Taille de l'échantillon.

- Paramètres d'ajustement à la loi normale

$$x_{p\%} = x_{moy} + \sigma \cdot U_{p\%} \quad (\text{III.29})$$

Avec :

σ : Écart-type.

X_{moy} : Hauteur de pluie moyenne.

$U_{p\%}$: Variable réduite de Gauss.

- Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau(III.19) suivant graphique par la figure (III-08) :

Tableau III.19: Ajustement à la loi Log-Normale.

| T (ans) | Fréquence | Pmaxj (mm) | Écart-type | Intervalle de confiance (mm) |
|---------|-----------|------------|------------|------------------------------|
| 1000 | 0,999 | 262 | 35,5 | 193-332 |
| 200 | 0,995 | 220 | 25,8 | 170-271 |
| 100 | 0,990 | 202 | 21,9 | 159-245 |
| 50 | 0,980 | 185 | 18,3 | 149-220 |
| 20 | 0,950 | 161 | 13,8 | 134-188 |
| 10 | 0,900 | 142 | 10,7 | 121-163 |
| 5 | 0,800 | 122 | 7,96 | 107-138 |

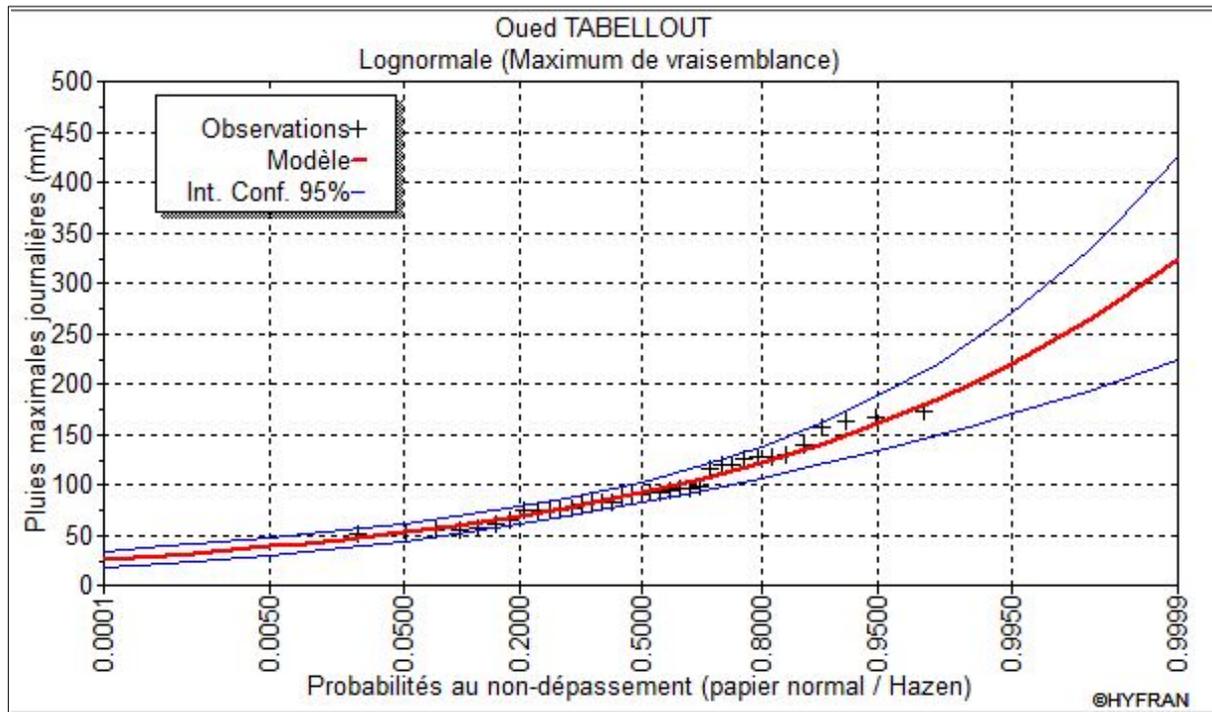


Figure III.08 Représentation graphique de la loi Log-normale.

Tableau III.20 : Caractéristiques de la loi Log-Normale.

| caractéristiques | Caractéristiques de la loi | Caractéristiques de l'échantillon |
|------------------------------|----------------------------|-----------------------------------|
| Moyenne | 97,5 | 97,4 |
| Écart-type | 34,0 | 33,6 |
| Médiane | 92,0 | 90,6 |
| Coefficient de variance (CV) | 0,349 | 0,345 |

• Conclusion :

D'après les tableaux **Tableau III.18** et **Tableau III.20** on déduit que notre série s'ajuste le mieux à la loi de GUMBEL.

Tableau III.21 : Pluies maximales journalières fréquentielle.

| | | | | | |
|-------------------------|------|------|------|------|------|
| Période de retour (ans) | 100 | 50 | 20 | 10 | 5 |
| Fréquence | 0,99 | 0,98 | 0,95 | 0,90 | 0,80 |
| P _{jmax} (mm) | 202 | 185 | 161 | 142 | 122 |

III.4.3. Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences :

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule K. Body (ANRH 1984).

$$P_{ct} = P_{maxj} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{III.30})$$

Avec :

P_{ct} : Pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de P max,j.

P_{maxj} : Pluies maximales fréquentielles.

t : Temps en heure.

b : Exposant climatique (b = 0.5) (source ANBT).

Les intensités maximales de période t (h) et période de retour T (ans) sont calculées par la relation suivante :

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \quad (\text{III.31})$$

➤ Les résultats de calcul sont représenté dans le tableau.7 de l'annexe 7.

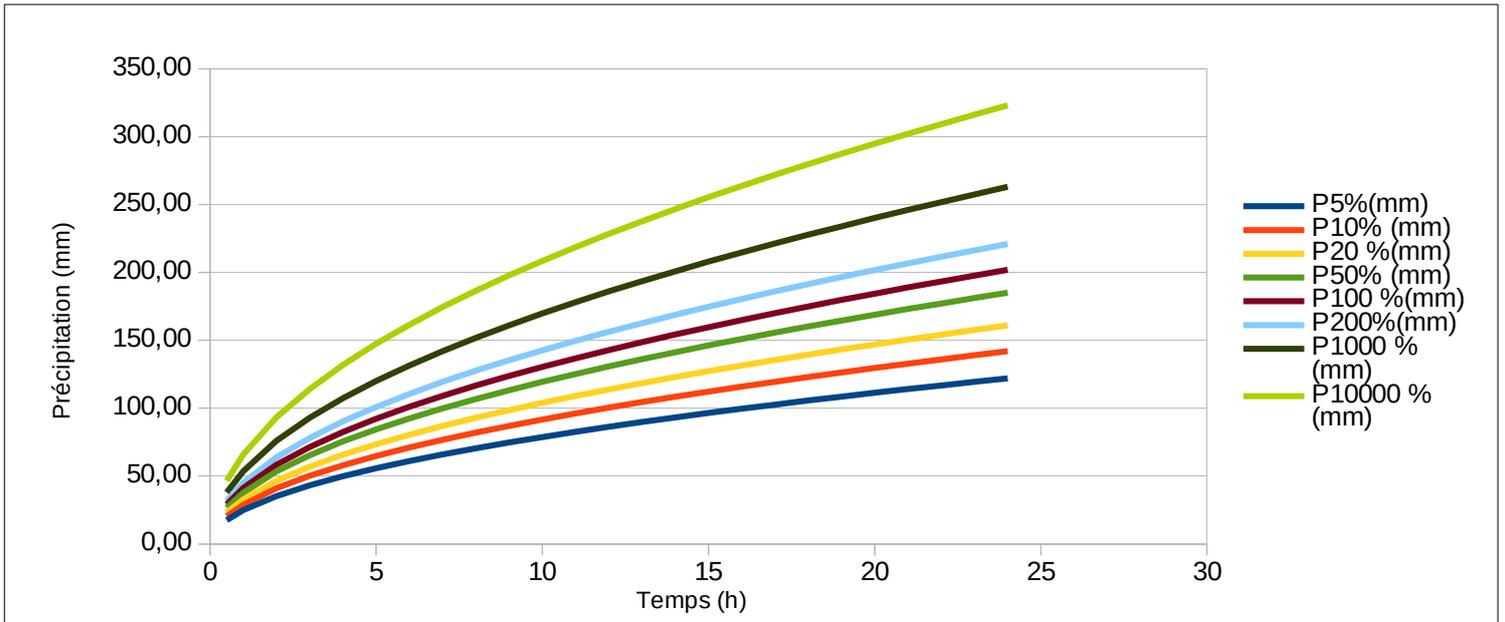


Figure III.9 : Représentation des pluies de courte durée en fonction de temps pour différentes fréquences.

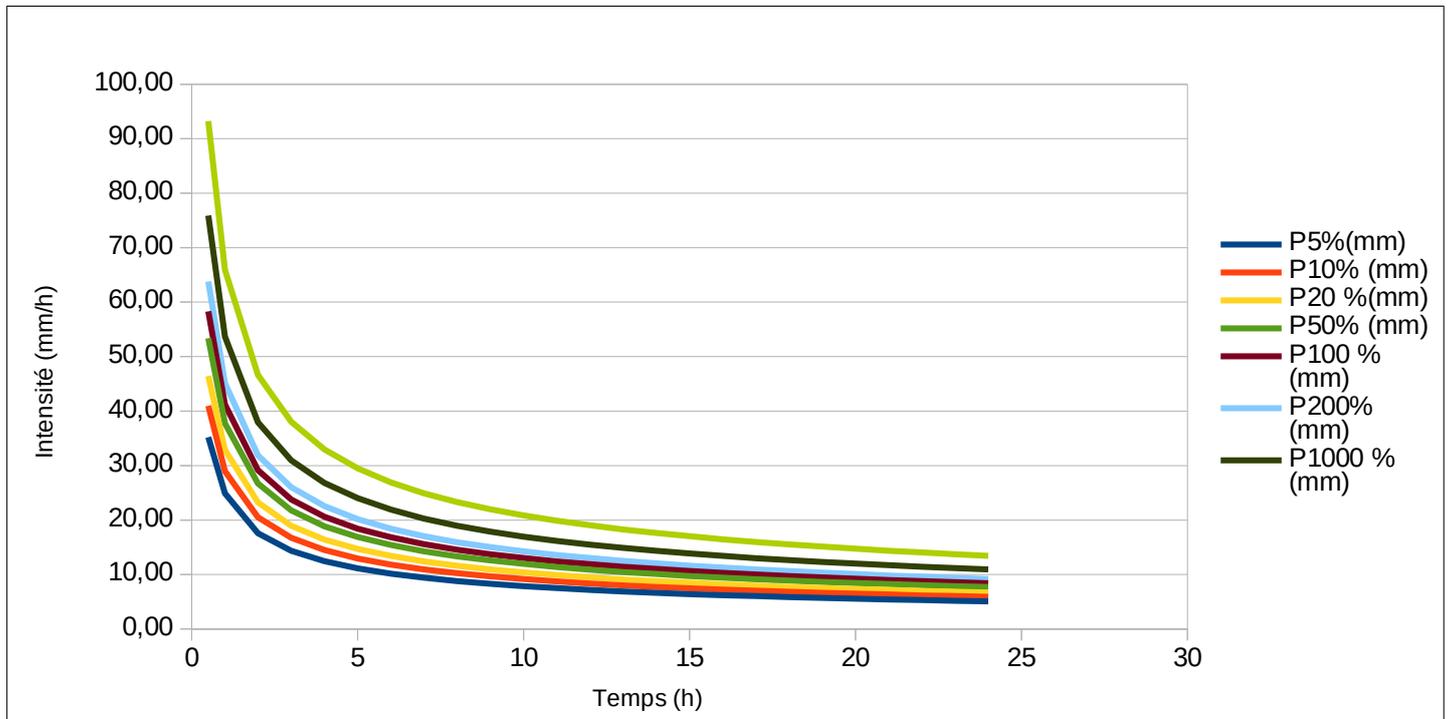


Figure III .10: Représentation des intensités en fonction de temps pour différentes fréquences.

III.5. Études des apports

III.5.1. station hydrométrique :

La station utilisé est celle d'Oued Missa situé à l'a proximité de l'exutoire de bassin versant de oued TABELLOUT. La répartition interannuelle des apports est représentée dans le tableau III.22 :

Tableau III.22 : Répartition mensuelle des apports.

| Mois | Sep | Oct | Nov | Dec | Jan | Fev | Mar | Avr | Mai | Jun | Jul | Aout | Annuelle |
|--------------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|------|------|------|------|----------|
| Apport (Mm3) | 1,61 | 8,92 | 9,79 | 34,25 | 27,10 | 31,95 | 39,65 | 18,77 | 6,37 | 1,90 | 1,21 | 0,98 | 182,49 |
| Apports (%) | 0,88 | 4,89 | 5,37 | 18,77 | 14,85 | 17,51 | 21,72 | 10,28 | 3,49 | 1,04 | 0,66 | 0,54 | 100,00 |

III.5.2. caractéristiques de l'écoulement

III.5.2.1. module d'écoulement :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \quad (\text{III.31})$$

Avec :

M_e : module d'écoulement.

A_0 : apport moyen annuel ($A_0=182,49 \text{ Mm}^3$).

T : une année en secondes ($T=31536000 \text{ s}$).

AN :

$$M_e = 5786,72 \text{ l/s}$$

III.5.2.2. module d'écoulement relatif (spécifique) :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \quad (\text{III.32})$$

Avec :

M_0 : module d'écoulement spécifique.

M_e : module d'écoulement.

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

AN :

$$M_0 = 14,39 \text{ l/s.Km}^2$$

III.5.2.3. lame d'eau écoulé :

$$L_e = \frac{A_0}{S} \quad (\text{III.33})$$

Avec :

- L_e : lame d'eau écoulé.
- A_0 : apport moyen annuelle.
- S : superficie de bassin versant.

AN :

$$L_e = 453,77 \text{ mm}$$

III.5.2.4. coefficient de ruissellement :

Il est donné par la formule suivante :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{\text{moy}}} \quad (\text{III.34})$$

Avec :

- C_e : coefficient de ruissellement.
- L_e : lame d'eau écoulé (mm).
- P_{moy} : pluie moyenne annuelle ($P_{\text{moy}} = 1272,97 \text{ mm}$).

AN :

$$C_e = 0,3565$$

III.5.3. apports fréquentiels :

Pour l'estimation fréquentielle des apports à partir des apports moyens mensuels on va appliqué la fonction de distribution PEARSON III donné par la formule suivante :

$$A_{p\%} = K_{p\%} * A_0 = (K_{p\%} * C_v + 1) * A_0 \quad (\text{III.35})$$

Avec :

- $A_{p\%}$: apport de fréquence donné (Mm^3).
- $K_{p\%}$: fonction de RYBKINE-FOSTER.
- A_0 : apport moyen annuel (Mm^3).
- C_v : coefficient de variance.

III.5.3.1. Ajustement de la série des apports à la loi de distribution log-normale

les caractéristiques de la série des apports moyens mensuelle sont résumées dans le tableau III.23 :

Tableau III.23: Caractéristiques empiriques de la série.

| | |
|-------------------------------|-------|
| Nombre d'observations | 20 |
| Minimum (Mm ³) | 34,9 |
| Maximum (Mm ³) | 533 |
| Moyenne (Mm ³) | 173 |
| Écart-type (Mm ³) | 104 |
| Médiane (Mm ³) | 160 |
| Coefficient de variance | 0,603 |
| Coefficient d'asymétrie | 2,33 |

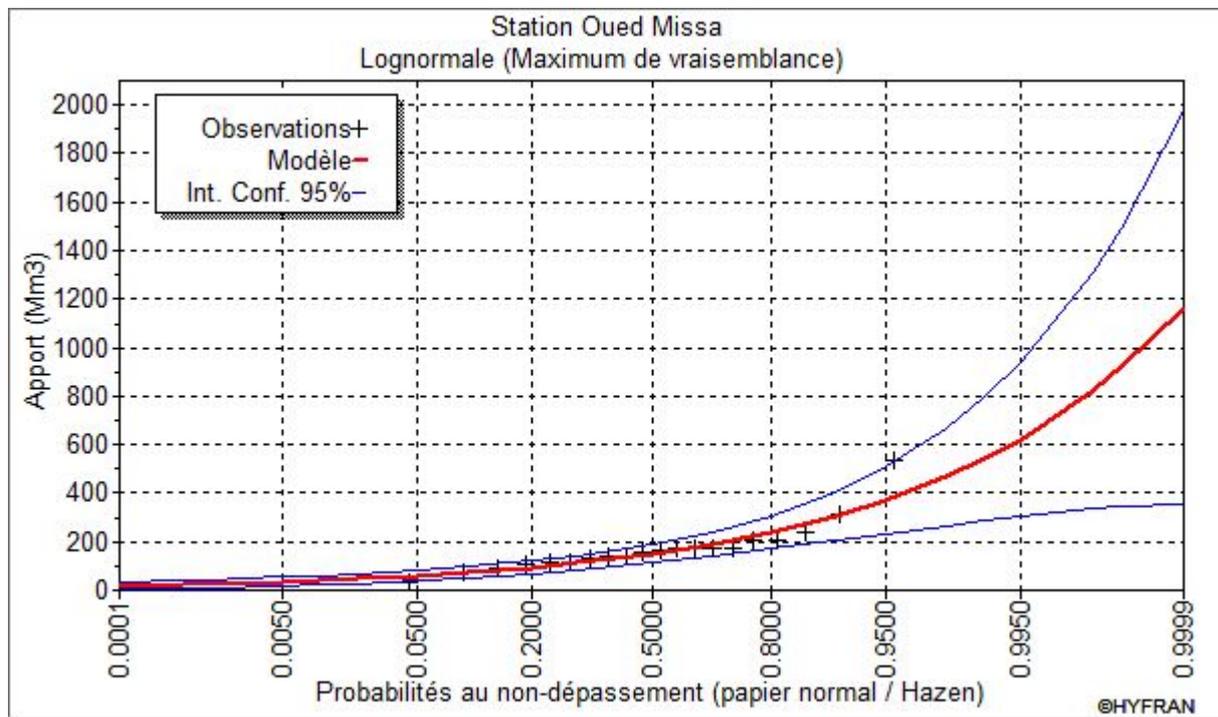


Figure III.11. Représentation graphique de l'ajustement de la série des apports à la loi de log-normal.

Tableau III.24: Ajustement à la loi log-normal.

| Période de retour (ans) | Probabilité au non dépassement | Apport (Mm ³) | Intervalle de confiance (95%) |
|-------------------------|--------------------------------|---------------------------|-------------------------------|
| 1000 | 0,999 | 824 | 335-1310 |
| 200 | 0,995 | 621 | 303-938 |
| 100 | 0,99 | 541 | 285-797 |
| 50 | 0,98 | 465 | 265-667 |
| 20 | 0,95 | 372 | 232-511 |
| 10 | 0,9 | 304 | 204-404 |
| 5 | 0,8 | 256 | 171-306 |
| 2 | 0,6667 | 150 | 114-186 |

Résultats :

→ on trouve que $A_{80\%} = 256 \text{ Mm}^3$.

III.5.3.2. Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80 % :

La répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80 % suit la même répartition mensuelle de précipitation moyenne interannuelle.

Tableau III.25: Répartition mensuelle des apports.

| Mois | Sep | Oct | Nov | Dec | Jan | Fev | Mar | Avr | Mai | Jun | Jul | Aout | Annuelle |
|---------------------------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|------|------|------|------|----------|
| Apport (Mm ³) | 2,12 | 7,61 | 15,2 | 43,3 | 37,7 | 51,3 | 60,9 | 29,5 | 9,02 | 3,02 | 1,83 | 1,49 | 263 |
| Apports (%) | 0,81 | 2,89 | 5,78 | 16,46 | 14,33 | 19,51 | 23,16 | 11,22 | 3,43 | 1,15 | 0,7 | 0,57 | 100,00 |

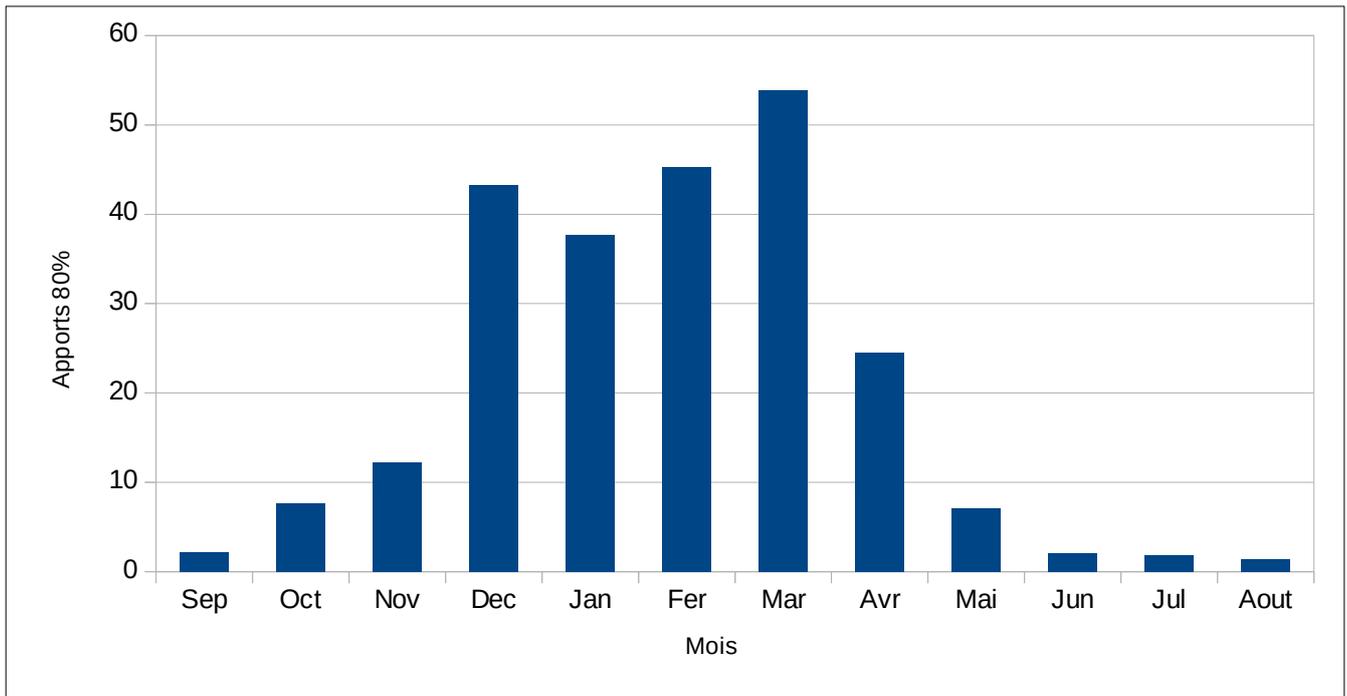


Figure III.12. Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80 %.

III.5.4. Apports solides et estimation du volume mort

L'évaluation de l'envasement est indispensable pour que le dimensionnement de l'ouvrage soit plus fiable vis-à-vis sa durée de vie. Pour cela on doit calculer les apports solides (par charriage et par suspension) durant une année de service du barrage et par défaut de manque de données sur les débits solides sur Oued TABELLOUT nous opterons pour un calcul empirique.

III.5.4.1. formule de TIXERON :

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s \cdot T}{\gamma_s} \quad (\text{III.36})$$

$$Q_s = \alpha * L_e^{0,15} \cdot S \quad (\text{III.37})$$

Avec :

V_m : Volume mort (m^3).

Q_s : Débit solide (t/an).

T : durée de vie du barrage (50 ans).

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant ($\alpha = 350$).

L_e : lame d'eau écoulé (mm).

S : superficie du bassin versant.

AN :

$$Q_s = 352\,364 \text{ t/an}$$

- En tenant compte du poids spécifique des sédiments $\gamma = 1,7 \text{ (t/m}^3\text{)}$. Le volume mort est estimé comme suit:

$$V_m = 10,36 \text{ Mm}^3$$

III.5.4.2. formule de GRAVILOVITCH :

Cette formule est largement utilisée en Algérie, elle exploite les caractéristiques physiques et l'indice climatique du bassin versant.

$$W_{an} = T \cdot P_{moy} \cdot \pi \cdot \sqrt{Z^3} \cdot S \quad (\text{III.38})$$

tel que : $T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 0,1 \quad (\text{III.39})$

Avec :

W_{an} : Production totale de débit solide (m^3/an).

T : coefficient thermique.

Z : coefficient d'érosion relative en fonction de la description du bassin versant ($Z=0,3$).

P_{moy} : pluie moyenne annuelle (mm).

t : température moyenne annuelle ($^{\circ}\text{C}$) ; $t=18,17^{\circ}\text{C}$.

S : superficie de bassin versant.

AN :

$$T = 1,45$$

$$W_{an} = 382\,998,06 \text{ m}^3/\text{an}$$

Donc :

$$V_m = W_{an} \cdot T \quad (\text{III.40})$$

AN :

$$V_m = 19,15 \text{ Mm}^3$$

- **Commentaire**

Nous choisissons la valeur obtenue par la formule de GRAVILOVITCH, cette formule fait intervenir plusieurs paramètres dans le calcul de l'érosion.

III.5.4.3. Transport solide par charriage

Le transport solide par charriage est généralement estimé de (10 à 20) % de transport solide en suspension.

Alors :

$$V_{m, \text{charriage}} = 15 \% * V_M = 0,15 * 19,15 \quad (\text{III.41})$$

$$V_{m, \text{chriage}} = 2,87 \text{ Mm}^3$$

Donc :

$$V_M = 22,02 \text{ Mm}^3$$

III.6 Étude des crues

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

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

Les paramètres définissant une crue sont :

- Le débit maximum (débit de pointe).
- Le volume.
- Le temps.
- La forme (l'hydrogramme de crues).

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de Retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul, par manque d'observations.

III.6.1. Détermination des crues

Afin de déterminer le débit maximale probable de la crue on doit faire l'ajustement de la série des débits maximales. Dans ce travail je vais faire l'ajustement à la loi « WEIBULL » en utilisant le logiciel statistique « HYFRAN ».

III.6.1.1. Ajustement de la série des débits maximales :

Les caractéristiques empiriques de la série des débit maximales de la station de OUED MISSA sont représenté dans le tableau III.26 :

Tableau III.26 : Caractéristiques empiriques de la série des débits maximaux de la station de OUED MISSA :

| | |
|-----------------------------|---------|
| Nombre d'observation | 20,00 |
| Minimum (mm) | 73,20 |
| Maximum (mm) | 2540,01 |
| Moyenne (mm) | 879,00 |
| Écart-type (mm) | 642,00 |
| Médiane (mm) | 605,00 |
| Coefficient de variation Cv | 0,73 |
| Coefficient d'asymétrie Cs | 1,29 |

➤ **Résultats de l'ajustement**

Tableau III.27 : Quantiles (Lois de WEIBULL) :

| T(période de retour) | Probabilité (ND) | Débit Max (m ³ /s) | Intervalle de confiance |
|----------------------|------------------|-------------------------------|-------------------------|
| 1000 | 0,999 | 3880 | 2450-5310 |
| 500 | 0,998 | 3600 | 2310-4880 |
| 200 | 0,995 | 3210 | 2110-4310 |
| 100 | 0,99 | 2900 | 1940-3860 |
| 50 | 0,98 | 2580 | 1750-3400 |
| 20 | 0,95 | 2120 | 1470-2780 |
| 10 | 0,9 | 1760 | 1230-2280 |
| 5 | 0,8 | 1360 | 946-1770 |
| 3 | 0,6667 | 1030 | 701-1360 |
| 2 | 0,5 | 739 | 476-1000 |

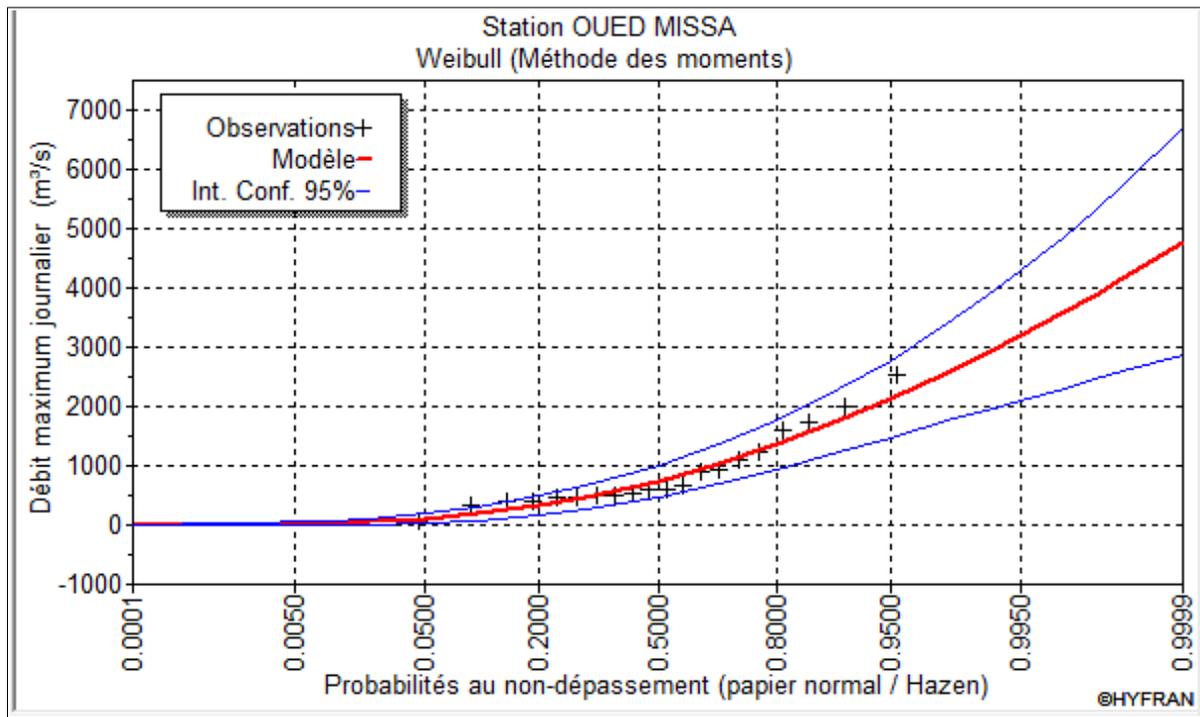


Figure III.13. Ajustement à la loi de WEIBULL de la série des débits maximaux

➤ **Débits de crue fréquents**

Les débits de crue fréquents sont représentés dans le tableau ci-dessus :

Tableau III.28. Débits de crue fréquents.

| | | | | | | |
|-------------------------|------|------|------|------|------|------|
| Période de retour (ans) | 10 | 50 | 100 | 200 | 500 | 1000 |
| Fréquence (%) | 10,0 | 2,0 | 1,0 | 0,5 | 0,2 | 0,1 |
| Qmax | 1760 | 2580 | 2900 | 3210 | 3600 | 3880 |

III.6.2. Hydrogramme de crue :

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crues tel que :

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

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui 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 la décrue.

III.6.2.1. Méthode de SOKOLOVSKY :

- Pour la montée : $Q_m = Q_{max}, p \% \left(\frac{t}{t_m}\right)^n$ (III.42)

- pour la décrue : $Q_d = Q_{max}, p \% \left(\frac{t_d - t}{t_d}\right)^m$ (III.43)

Avec :

$n=2$ et $m=3$.

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

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

$Q_{max,p \%}$: débit maximum de fréquence donnée en (m^3/s).

t_m : temps de la montée de la crue (heures).

t_d : temps de la décrue en heures.

- $t_m = t_c = 2,89 h$
- Le temps de base est donné comme suit :

$$T_b = t_m + t_d \quad \text{Avec :} \quad t_d = \gamma * t_m$$

- pour $S \leq 50 \text{ Km}^2$; on a : $\gamma = 2$.
- pour des petits bassins versants non boisés, sol peu perméable ; on a : $\gamma = (2 \div 2,5)$.
- pour des bassins versants boisés perméable ; on a : $\gamma = (3 \div 4)$.

$$t_d = 4 * 2,89 = 11,56 h \quad \text{donc :} \quad t_b = 14,45 h$$

- Les résultats de calcul des débits de la crue ainsi que l'hydrogramme de crue par la méthode empirique pour les différentes périodes de retour sont illustrés dans le tableau(III.29)et la figure (III.13).

Tableau III.29 : Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour.

➤ Phase de montée

| Temps (h) | Qmax 10 % (m³/s) | Qmax 5 % (m³/s) | Qmax 2 % (m³/s) | Qmax 1% (m³/s) | Qmax 0,1 % (m³/s) |
|-----------|------------------|-----------------|-----------------|----------------|-------------------|
| 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 0,50 | 52,68 | 63,46 | 77,23 | 86,80 | 116,14 |
| 1,00 | 210,73 | 253,83 | 308,90 | 347,22 | 464,55 |
| 1,50 | 474,13 | 571,11 | 695,03 | 781,24 | 1045,55 |
| 2,00 | 842,90 | 1015,31 | 1235,62 | 1388,87 | 1858,22 |
| 2,50 | 1317,03 | 1586,43 | 1930,65 | 2170,11 | 2903,46 |
| 2,89 | 1760,00 | 2120,00 | 2580,00 | 2900,00 | 3880,00 |

➤ Phase de décrue

| Temps (h) | Qmax10% (m³/s) | Qmax5% (m³/s) | Qmax2% (m³/s) | Qmax1% (m³/s) | Qmax0,1% (m³/s) |
|-----------|----------------|---------------|---------------|---------------|-----------------|
| 0 | 1760 | 2120 | 2580 | 2900 | 3880 |
| 0,5 | 1 541,36 | 1 856,64 | 2 259,50 | 2 539,74 | 3 398,00 |
| 1 | 1 341,62 | 1 616,05 | 1 966,70 | 2 210,63 | 2 957,67 |
| 1,5 | 1 159,93 | 1 397,19 | 1 700,36 | 1 911,25 | 2 557,13 |
| 2 | 995,43 | 1 199,05 | 1 459,22 | 1 640,21 | 2 194,48 |
| 2,5 | 847,27 | 1 020,58 | 1 242,03 | 1 396,08 | 1 867,85 |
| 3 | 714,60 | 860,76 | 1 047,53 | 1 177,46 | 1 575,36 |
| 3,5 | 596,55 | 718,57 | 874,48 | 982,95 | 1 315,11 |
| 4 | 492,27 | 592,96 | 721,63 | 811,13 | 1 085,23 |
| 4,5 | 400,92 | 482,92 | 587,71 | 660,60 | 883,84 |
| 5 | 321,63 | 387,41 | 471,47 | 529,95 | 709,04 |
| 5,5 | 253,55 | 305,41 | 371,68 | 417,77 | 558,95 |
| 6 | 195,82 | 235,88 | 287,06 | 322,66 | 431,70 |
| 6,5 | 147,60 | 177,79 | 216,37 | 243,21 | 325,39 |
| 7 | 108,03 | 130,12 | 158,36 | 178,00 | 238,15 |
| 7,5 | 76,25 | 91,84 | 111,77 | 125,63 | 168,09 |
| 8 | 51,40 | 61,92 | 75,35 | 84,70 | 113,32 |
| 8,5 | 32,64 | 39,32 | 47,85 | 53,79 | 71,97 |
| 9 | 19,11 | 23,02 | 28,02 | 31,50 | 42,14 |
| 9,5 | 9,96 | 12,00 | 14,60 | 16,41 | 21,96 |
| 10 | 4,33 | 5,21 | 6,34 | 7,13 | 9,54 |
| 10,5 | 1,36 | 1,63 | 1,99 | 2,24 | 2,99 |
| 11 | 0,20 | 0,24 | 0,29 | 0,33 | 0,44 |
| 11,56 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |

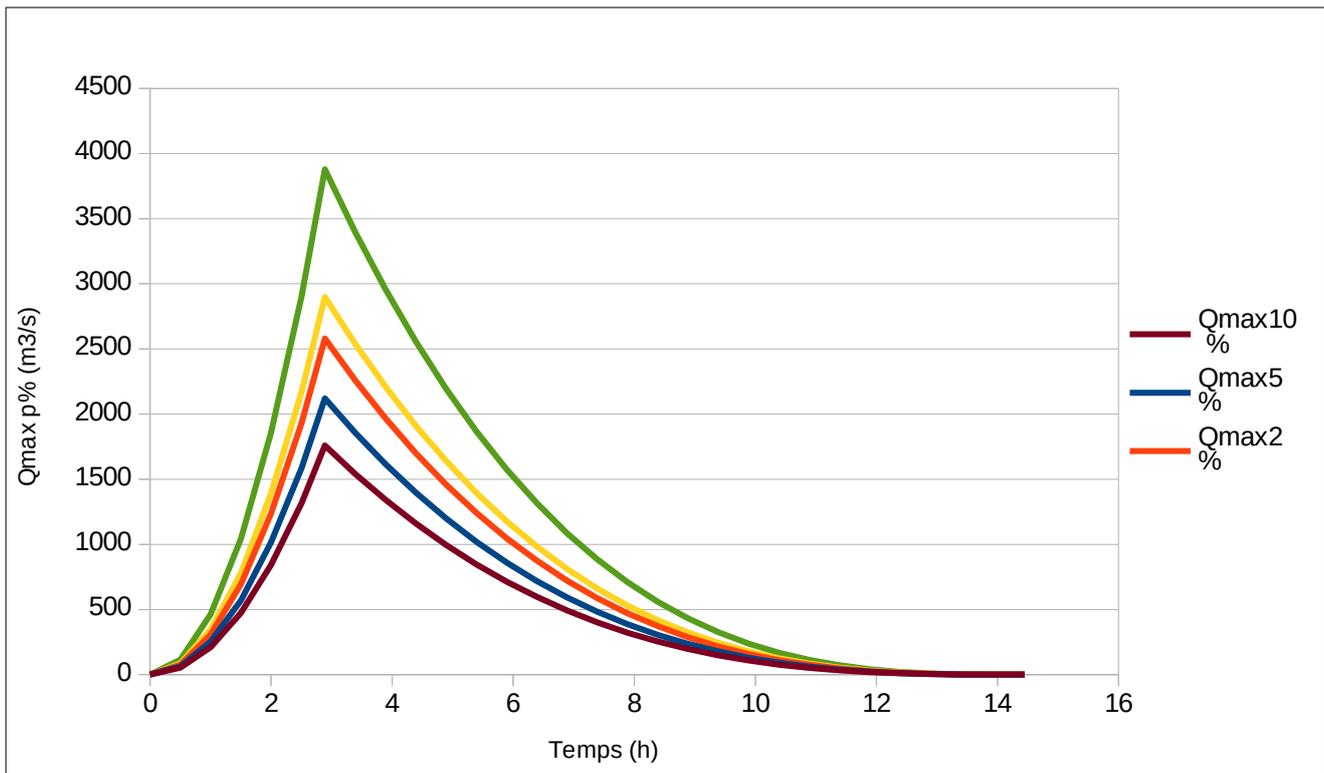


Figure III.14 : Représentation des hydrogrammes des crues pour différentes périodes de retour.

III.6.2.2. 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.

Tableau III.30 : Recommandation du comité National Australien des grands barrages pour le calcul de la crue de projet.

| Catégories des dommages supplémentaires | Crue de projet (probabilité de dépassement annuelle) |
|--|--|
| Élevés (perte de vies, dommages considérables) | $PMF \div 1/10\ 000$ |
| Importants (pas de perte de vie humaines, dommages importants) | $1/10\ 000 \div 1/1000$ |
| Faibles (pas de pertes de vies humaines, dommages légers) | $1/1000 \div 1/100$ |

- En se basant sur le tableau III.29, nous optons pour une crue de probabilité de 0,01 % (T=1000 ans), vue l'ampleur du barrage.
- L'hydrogramme de crue correspondant est représenté dans la figure III.15 :

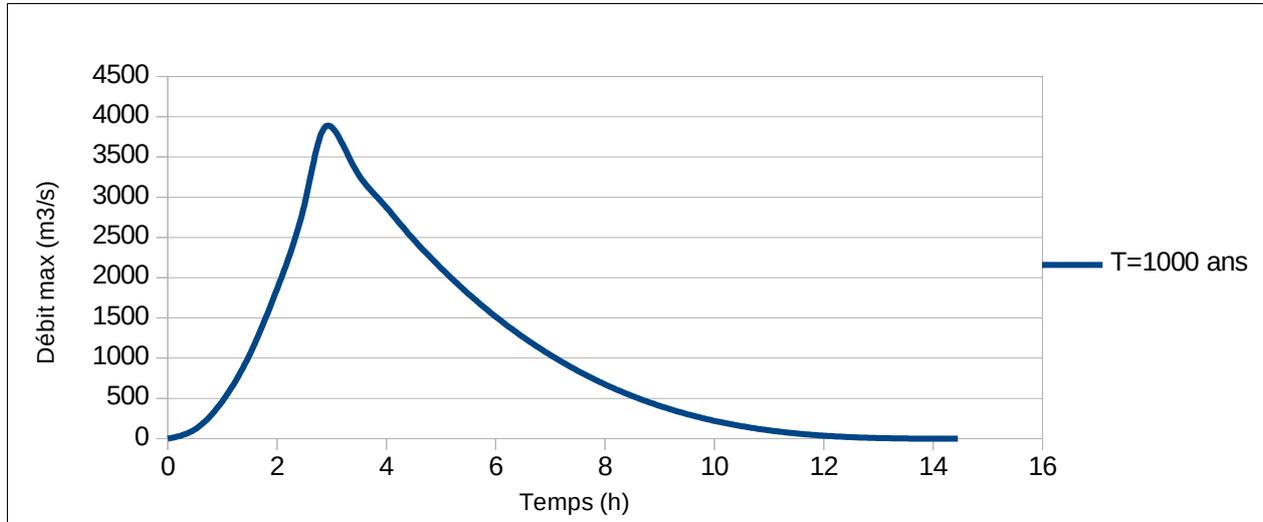


Figure III.15 : Hydrogramme de crue correspondant à la période de retour 1000 ans.

III.6.2.3. 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 élevés, 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. L'hydrogramme de crue correspondant est représenté dans la figure III.16.

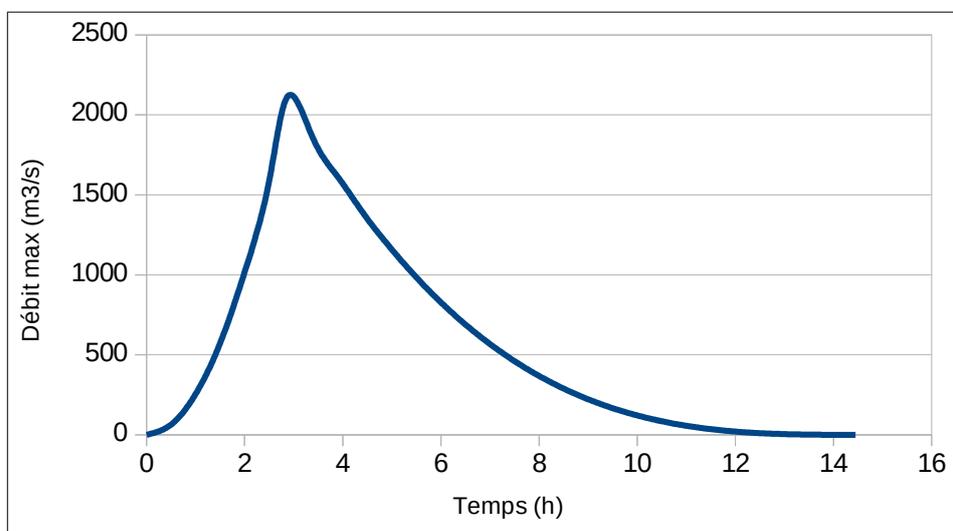


Figure III.16 : Hydrogramme de crue correspondant à la période de retour 20 ans.

III.7 Étude de régularisation

III.7.1 Objectifs et méthodologie :

L'étude de régularisation a pour objectif d'établir la capacité de barrage sur oued TABELLOUT de façon que la régularisation annuelle des apports soit optimum.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport (A80% en Mm³).
- La consommation totale (Mm³).
- Les infiltrations et l'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

III.7.2 Répartition mensuelle des besoins :

La répartition mensuelle des besoins en eau est donnée dans le tableau suivant :

Tableau III.31 : Répartition mensuelle des besoins.

| Mois | Sep | Oct | Nov | Dec | Jan | Fev | Mar | Avr | Mai | Jun | Jul | Aout | Annuel |
|----------------------------|-------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|
| Besoins (Mm ³) | 21,28 | 3,16 | 3,16 | 3,16 | 3,16 | 3,16 | 3,16 | 12,22 | 27,71 | 33,76 | 42,82 | 33,75 | 190,50 |
| Besoins (%) | 11,17 | 1,66 | 1,66 | 1,66 | 1,66 | 1,66 | 1,66 | 6,41 | 14,55 | 17,72 | 22,47 | 17,72 | 100,00 |

III.7.3 Répartition mensuelle de l'apport 80%:

La répartition mensuelle de l'apport A80% est donnée dans le tableau suivant :

Tableau III.32 : Moyennes mensuelles des apports de fréquence 80%.

| Mois | Sep | Oct | Nov | Dec | Jan | Fev | Mar | Avr | Mai | Jun | Jul | Aout | Annuelle |
|---------------------------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|------|------|------|------|----------|
| Apport (Mm ³) | 2,12 | 7,61 | 15,2 | 43,3 | 37,7 | 51,3 | 60,9 | 29,5 | 9,03 | 3,02 | 1,83 | 1,49 | 263 |
| Apports (%) | 0,81 | 2,89 | 5,78 | 16,46 | 14,33 | 19,51 | 23,16 | 11,22 | 3,43 | 1,15 | 0,7 | 0,57 | 100,00 |

III.7.4 Courbes « Hauteurs - Capacités - Surface » :

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

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

$$V_i = V_{i-1} + \Delta V_i \quad (\text{III.44})$$

Avec :

$$\Delta V_i = \left(\frac{S_i + S_{i+1}}{2} \right) \cdot \Delta H_i \quad (\text{III.45})$$

Tel que :

$$V_1 = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H_1 \quad (\text{III.46})$$

Avec :

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

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

ΔH_i : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives en m

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives en m^3

Tableau III.33 : Courbes topographiques et volumétrique.

| Numéro | Cote (m) | Hauteur (m) | Surface (Km ²) | Surface moyenne (Km ²) | Capacité partielle (Mm ³) | Capacité totale (Mm ³) |
|--------|----------|-------------|----------------------------|------------------------------------|---------------------------------------|------------------------------------|
| 1 | 237 | 0 | 0,00 | 0,000 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 240 | 3 | 0,80 | 0,400 | 1,20 | 1,20 |
| 3 | 250 | 10 | 1,17 | 0,985 | 9,85 | 11,05 |
| 4 | 260 | 10 | 1,50 | 1,335 | 13,35 | 24 ,40 |
| 5 | 270 | 10 | 2,13 | 1,815 | 18,15 | 42,55 |
| 6 | 280 | 10 | 2,90 | 2,515 | 25,15 | 67,70 |
| 7 | 290 | 10 | 4,01 | 3,455 | 34,55 | 102,25 |
| 8 | 300 | 10 | 4,88 | 4,445 | 44,45 | 146,70 |
| 9 | 310 | 10 | 5,79 | 5,335 | 53,35 | 200,05 |
| 10 | 320 | 10 | 6,84 | 6,315 | 63,15 | 263,20 |
| 11 | 330 | 10 | 7,75 | 7,295 | 72,95 | 336,15 |
| 12 | 340 | 10 | 8,85 | 8,300 | 83,00 | 419,15 |

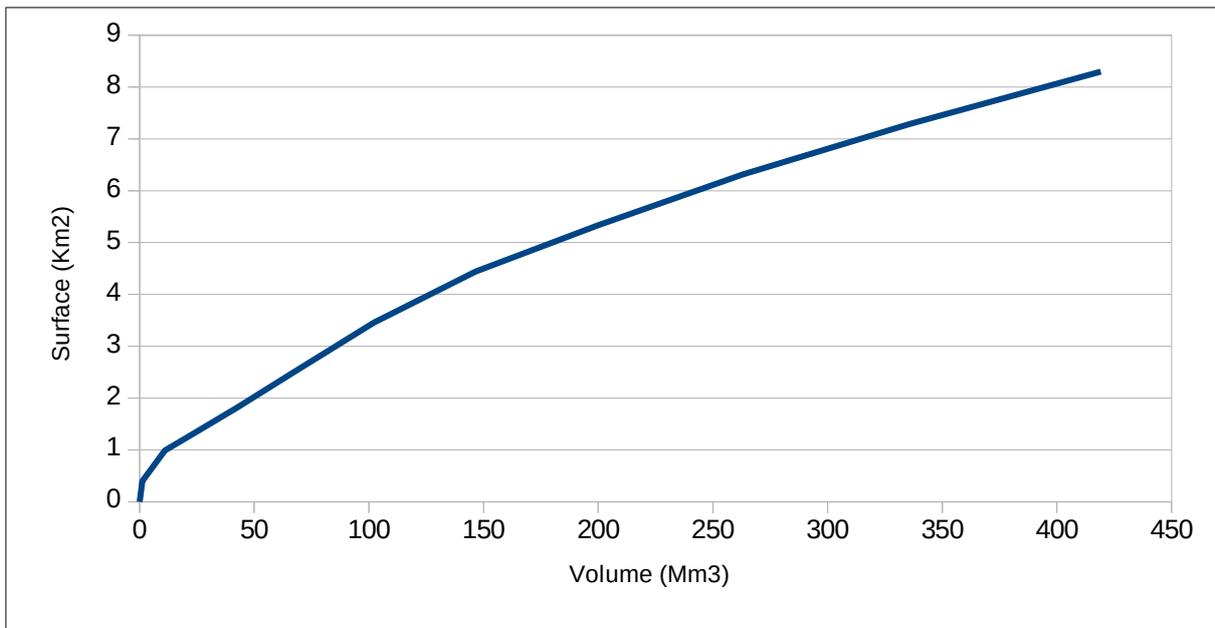


Figure III.17 : Courbe surface-volume

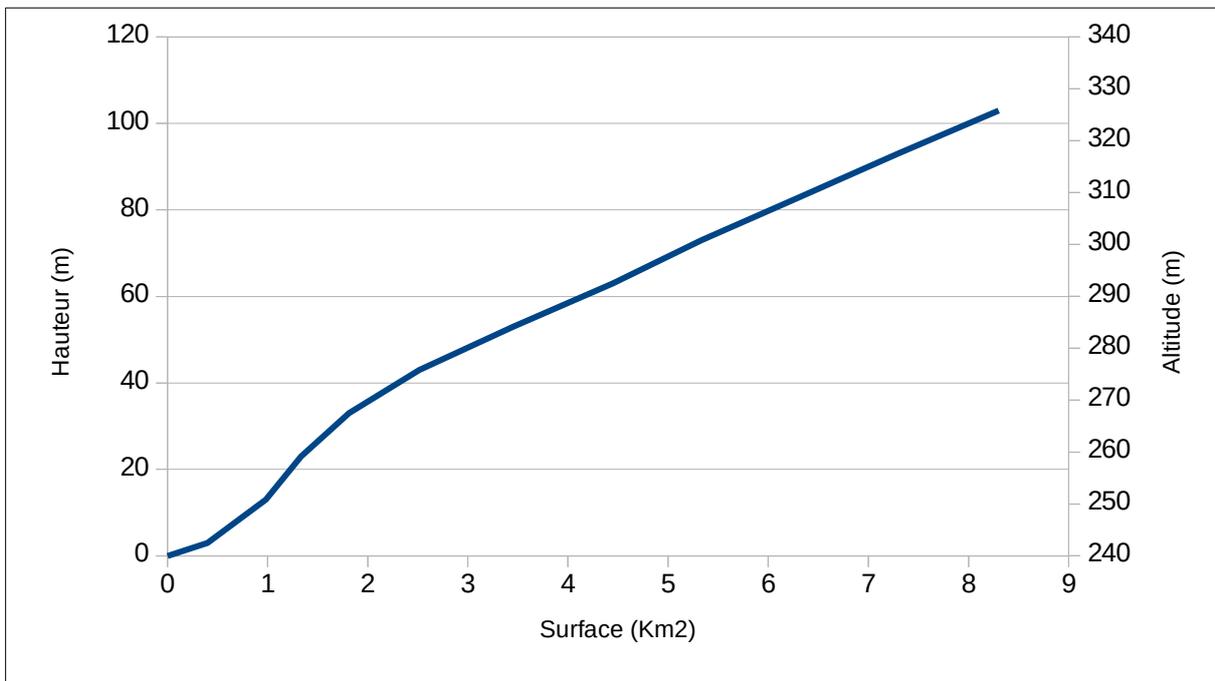


Figure III.18 : Courbe Surface –Hauteur

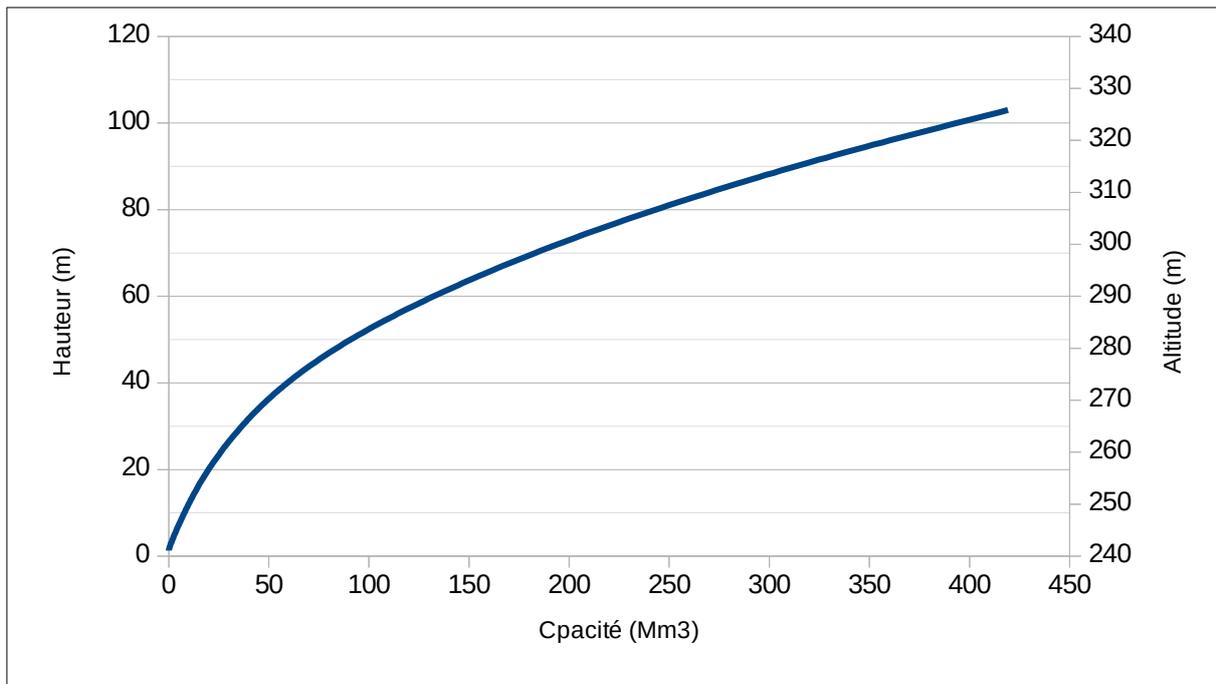


Figure III.19 : Courbe Capacité-Hauteur.

III.7.5. Calcule du volume utile :

pour déterminer la période à bonne hydraulicité, on calcul la différence entre les apports mensuels et la consommation mensuelle. La période à bonne hydraulicité commence à partir du mois ou on a la plus grande série des (+). comme le montre le tableau III.33.

Tableau III.34 : Détermination de la bonne hydraulicité.

| Mois | Sep | Oct | Nov | Dec | Jan | Fev | Mar | Avr | Mai | Jun | Jul | Aout |
|---------------|--------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|
| Apport (Mm³) | 2,12 | 7,61 | 15,2 | 43,3 | 37,7 | 51,3 | 60,9 | 29,5 | 9,03 | 3,02 | 1,83 | 1,49 |
| Besoins (Mm³) | 21,28 | 3,16 | 3,16 | 3,16 | 3,16 | 3,16 | 3,16 | 12,22 | 27,71 | 33,76 | 42,82 | 33,75 |
| W* - U* | -20,16 | 4,45 | 12,04 | 40,14 | 34,54 | 48,14 | 57,74 | 17,28 | -18,7 | -30,74 | -40,99 | -32,26 |

➤ Nous remarquons que la période à bonne hydraulicité débute en mois d’Octobre et se termine en mois d’Avril.

III.7.5.1. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales d'exploitation. C'est-à-dire à la cote du niveau normal de la retenue. L'alternance de la période de remplissage ou de restitution, s'appelle temps de fonctionnement. Donc le calcul du volume utile nécessite la connaissance du deux types de fonctionnement de la retenue :

➤ **1ère consigne d'exploitation** : Elle consiste à remplir le barrage, lors des crues, jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR). Ensuite restituer l'excédent d'eau qui est déversée par l'évacuateur de surface. Le niveau de remplissage initial est fixé au remplissage final qui est déterminé pour chaque mois, en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser.

➤ **2ème Consigne d'exploitation** : Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de fond.

- Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans l'annexe 8.
- Nous avons obtenus les résultant suivants :

✓ $V_s = 214,33 \text{ Mm}^3 > V_d = 141,83 \text{ Mm}^3$ donc : le type de fonctionnement de la retenue est un fonctionnement à un temps.

✓ L'excédent : $S = 63,06 \text{ Mm}^3$.

✓ $V_{\text{utile}} = V_d = 141,83 \text{ Mm}^3$.

✓ $V_{\text{NNR}} = V_m + V_u = 22,02 + 141,83$

✓ $V_{\text{NNR}} = 163,85 \text{ Mm}^3$

III.7.6 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

➤ Pertes par évaporation

On a :
$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \quad (\text{III.47})$$

Avec :

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}).

V_{moy} : Volume moyen.

$$V_{moy} = \left(\frac{V_{rfi} + V_{rfi+1}}{2} \right) \quad (\text{III.48})$$

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

➤ **Pertes par infiltration :**

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \quad (III.49)$$

Avec :

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

V_{moy} : Volume moyen.

Tableau III.35: Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques.

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

Tableau III.36: Détermination de la bonne hydraulicité.

| Mois | Sep | Oct | Nov | Dec | Jan | Fev | Mar | Avr | Mai | Jun | Jul | Aout |
|----------------------------|--------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|
| Apport (Mm ³) | 2,12 | 7,61 | 15,2 | 43,3 | 37,7 | 51,3 | 60,9 | 29,5 | 9,03 | 3,02 | 1,83 | 1,49 |
| Besoins (Mm ³) | 21,28 | 3,16 | 3,16 | 3,16 | 3,16 | 3,16 | 3,16 | 12,22 | 27,71 | 33,76 | 42,82 | 33,75 |
| W*-U* | -20,16 | 4,45 | 12,04 | 40,14 | 34,54 | 48,14 | 57,74 | 17,28 | -18,7 | -30,74 | -40,99 | -32,26 |
| W*-U*-P | -20,49 | 4,13 | 11,64 | 39,45 | 33,43 | 46,53 | 55,73 | 15,19 | -20,78 | -32,66 | -42,55 | -33,21 |

Tableau III.37: Calcul des pertes totales.

| Mois | Vmoy (Mm ³) | Smoy (Km ²) | Es (m) | Vep (Mm ³) | Vinf (Mm ³) | Π totales (Mm ³) |
|------|-------------------------|-------------------------|--------|------------------------|-------------------------|------------------------------|
| Oct | 24,245 | 1,23 | 0,062 | 0,08 | 0,24 | 0,32 |
| Nov | 32,49 | 1,50 | 0,048 | 0,07 | 0,32 | 0,40 |
| Dec | 58,58 | 2,38 | 0,043 | 0,10 | 0,59 | 0,69 |
| Jan | 95,92 | 3,70 | 0,04 | 0,15 | 0,96 | 1,11 |
| Fev | 137,26 | 5,26 | 0,045 | 0,24 | 1,37 | 1,61 |
| Mar | 162,59 | 6,26 | 0,062 | 0,39 | 1,63 | 2,01 |
| Avr | 163,85 | 6,32 | 0,072 | 0,45 | 1,64 | 2,09 |
| Mai | 154,51 | 5,94 | 0,09 | 0,53 | 1,55 | 2,08 |
| Jun | 129,8 | 4,97 | 0,126 | 0,63 | 1,30 | 1,92 |
| Jul | 93,935 | 3,63 | 0,171 | 0,62 | 0,94 | 1,56 |
| Aout | 57,31 | 2,33 | 0,161 | 0,38 | 0,57 | 0,95 |
| Sep | 20,59 | 1,11 | 0,111 | 0,12 | 0,21 | 0,33 |

- Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans l'annexe 9.
- Nous avons obtenus les résultant suivants :
 - ✓ $V_s=212,52 \text{ Mm}^3 > V_d=144,17 \text{ Mm}^3$ donc : le type de fonctionnement de la retenue est un fonctionnement à un temps.
 - ✓ L'excédent : $S= 68,35 \text{ Mm}^3$.
 - ✓ $V_{\text{utile}}=V_d=144,17 \text{ Mm}^3$.
 - ✓ $V_{\text{NNR}}=V_m+V_u=22,02+144,17$
 - ✓ $V_{\text{NNR}}= 166,19 \text{ Mm}^3$

➤ **Estimation de l'erreur**

Les volumes des pertes sont considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante : ($\varepsilon < 2\%$).

Si la condition n'est pas vérifiée on doit faire des itérations.

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V'_u} \cdot 100 = \frac{166,19 - 163,85}{166,19} \cdot 100$$

AN :

$\varepsilon = 1,4 \%$ donc : la condition est vérifiée.

➤ D'ou :

$V_{\text{NNR}} = 166,19 \text{ Mm}^3$ et le $\text{NNR} = 306,37 \text{ m NGA}$.

III.8 Laminage des crues

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 :

$$Qdt = qdt + S \cdot dh \quad (\text{III.50})$$

Avec :

Q : Débit entrant de la crue.

q : Débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé).

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

Le débit cumule à l'instant t est :

$$Q - q = S \frac{dh}{dt} \quad (\text{III.51})$$

Ou :

dh/dt : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

IL existe plusieurs procédés de calcul, nous citant :

1. Méthode de Muskingum.
2. Méthode Step by step.
3. Méthode graphique.
4. Méthode de Kotecherin.
5. Méthode de Hidenblat.
6. Méthode de EIER-CIEH (X_0).

Dans notre étude nous allons procéder au calculs de laminage en utilisant la méthode de Muskingum.

III.8.1. Méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993)

III.8.1.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière :

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

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \frac{\partial y}{\partial x} = g \cdot A (S_0 - S_f) + q \cdot \frac{Q}{A} \quad (\text{III.52})$$

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

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (\text{III.53})$$

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

La signification des cinq termes de l'équation(III.1) est la suivante :

a) Le terme 1 représente l'accélération temporelle locale. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue. A titre d'exemple, si le débit de crue augmente de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ à $2 \text{ m}^3/\text{s}$ en une heure, ce terme vaut $(2 \text{ m}^3/\text{s} - 1 \text{ m}^3/\text{s}) / 3600\text{s} = 0,000277 \text{ m}^3/\text{s}$. L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.

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

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

d) Le terme 4 exprime les forces de gravité (S_0) et les forces de frottement (S_f).

e) Le terme 5 exprime l'apport ou la perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

La résolution des équations 1 et 2 est faisable mais pose parfois des difficultés d'ordre pratique et numérique (Cunge et Wegner 1964). On a ainsi souvent cherché à simplifier ce système selon les applications et les contextes.

D'après plusieurs études (Cunge et al. 1980), les trois premiers termes de l'équation 1 peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation 1 devient en l'absence d'apport de débit latéral :

$$S_0 = S_f \quad (\text{III.54})$$

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

$$I - O = \frac{ds}{dt} \quad (\text{III.55})$$

Avec :

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

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

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

III.8.1.2 méthode de Muskingum :

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t_1 et t_2 , l'équation 4 s'écrit :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} O dt \quad (\text{III.56})$$

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

$$S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) \Delta t \quad (\text{III.57})$$

La résolution du problème consiste à déterminer O_1 et O_2 , connaissant I_1 et I_2 . L'équation 6 ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emménagement pour déterminer S_1 et S_2 .

III.9.1.3 Principe de la méthode de solution :

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

Pour traduire le bilan d'eau, l'équation III.6 s'applique encore. Elle peut être réécrite :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2 O_1 \quad (\text{III.58})$$

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue $[2S_2/\Delta t + O_2]$ en fonction d'autres quantités toutes connues qui figurent dans le membre de droite. Rappelons que les indices 1 et 2 désignent respectivement le début et la fin d'un intervalle de temps I_1 et I_2 , qui représentent les débits d'entrée au début et à la fin de l'intervalle, sont connus car l'hydrogramme d'entrée du réservoir est supposé connu à tous les instants. S_1 et O_1 sont connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue, S_1 et O_1 sont connus à cause de la récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

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

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique :

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

Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir. Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation. Comme il sera démontré dans les deux prochains paragraphes, le stockage S et le débit de sortie dépendent de la profondeur h dans le réservoir. On se donne arbitrairement un certain nombre de valeurs de h pour couvrir adéquatement les plages de variation en période de crue et on construit le tableau suivant :

Tableau III.38 Valeurs de h et les plages de variation en période de crue.

| | | | |
|----------------|----------------|----------------|------------------------------------|
| S ₁ | O ₁ | h ₁ | 2S ₁ /Δt+O ₁ |
| S ₂ | O ₂ | h ₂ | 2S ₂ /Δt+O ₂ |
| S ₃ | O ₃ | h ₃ | 2S ₃ /Δt+O ₃ |
| | | | |
| S _n | O _n | h _n | 2S _n /Δt+O _n |

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

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

III.8.1.4 Calcul du débit de sortie :

Il y a plusieurs types d'évacuation de l'eau des réservoirs. Globalement, on peut pratiquement tous les intégrer dans l'une ou l'autre des deux familles suivantes :

- 1) Evacuation a surface libre par un déversoir (figure III.17). Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme :

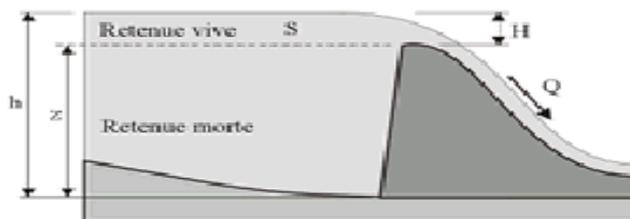


Figure III.20. Évacuateur à surface libre.

$$Q = CBH^{3/2} = CB \cdot (h - z)^{3/2} \quad (\text{III.59})$$

Avec :

C : est une constante qui tient compte de la forme du déversoir

B : est la largeur de déversoir

H : est la charge au-dessus de la crête z en avant du déversoir,

h: est la profondeur d'eau en amont du déversoir.

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

$$Q = m \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad (\text{III.60})$$

Avec :

m : est une constante de débit

A : est la section d'écoulement

h : est la hauteur d'eau à partir du centre de la section d'écoulement jusqu'à la surface libre.

III.8.1.5 Calcul du volume stocké :

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

$$S = A \cdot h$$

Ceci est le cas pour certains bassins de rétention artificiels construits en milieu urbain.

Pour les réservoirs naturels, les berges ne sont pas verticales. Les courbes d'emménagement se présentent alors sous la forme :

$$S = a_0 + a_1 h^2 + a_2 h^3 + \dots + a_n h^n \quad (\text{III.61})$$

Les coefficients $a_0, a_1, a_2, \dots, a_n$ qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevés géodésiques sur le fond et les berges. Que la section soit constante ou variable avec la profondeur, la connaissance de h permet de déterminer le volume stocké.

➤ Application de la méthode de Muckingum pour une largeur de déversoir b=20m :

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{2/3} \quad (\text{III.62})$$

Pour b=20m et m =0.49 :

$$Q = 43,41 H^{2/3} \quad (\text{III.63})$$

La courbe capacité –hauteur peut être modélisée par l’équation suivante avec un coefficient de corrélation $r = 0.99$ entre les altitudes 237m NGA et 340m NGA.

$$V (Mm^3) = 0,04 H^2 - 20,30 H + 2451,53$$

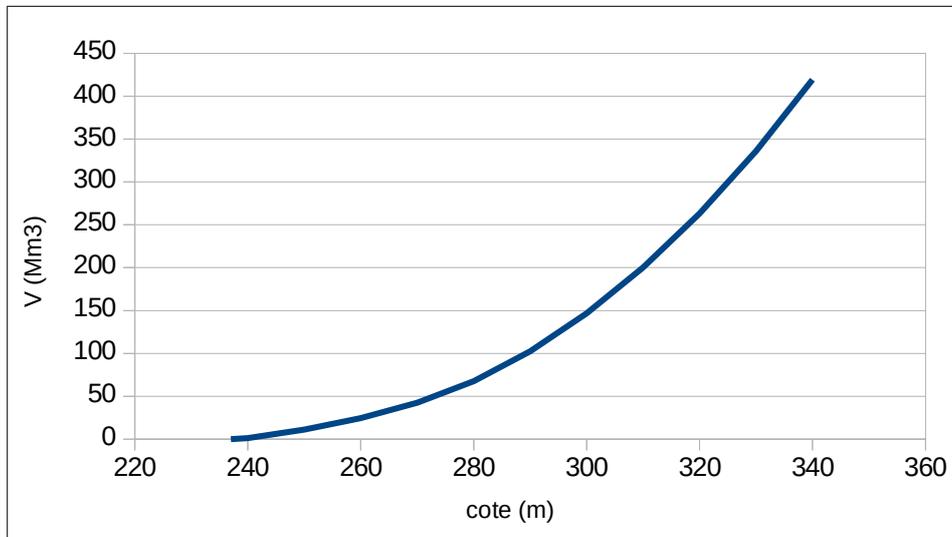


Figure III.21 Modélisation de la courbe capacité- hauteur.

La courbe surface –hauteur peut être modélisée par l’équation suivante avec un coefficient de corrélation $r = 0.999$ entre les altitudes 237m NGA et 340m NGA.

$$S (Km^2) = 0,00035 H^2 - 0,12 H + 9,15$$

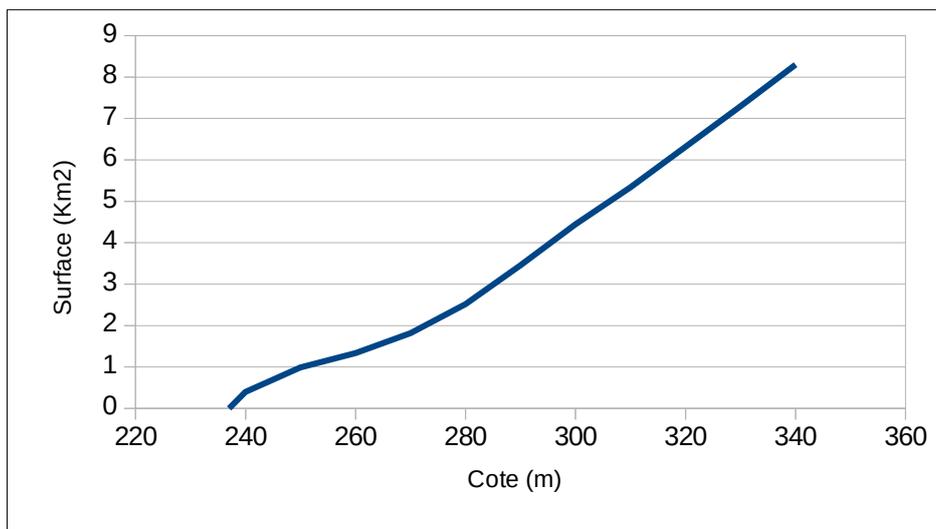


Figure III.22. Modélisation de la courbe surface-hauteur.

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage $f(Q_s) = (2S/\Delta t + Q_s)$:

- Initialement le débit de sortie $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ et la hauteur $H = 0 \text{ m}$, le volume stocké $V_s = 0 \text{ m}^3$. La valeur maximal de débit d'entrée $Q_e = 3880 \text{ m}^3/\text{s}$ nous donne la plage à couvrir avec la variable $H : = 43,41 H^{3/2}$, soit $H_{\text{max}} = 20 \text{ m}$.

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de b sont donnés dans l'annexe 10.

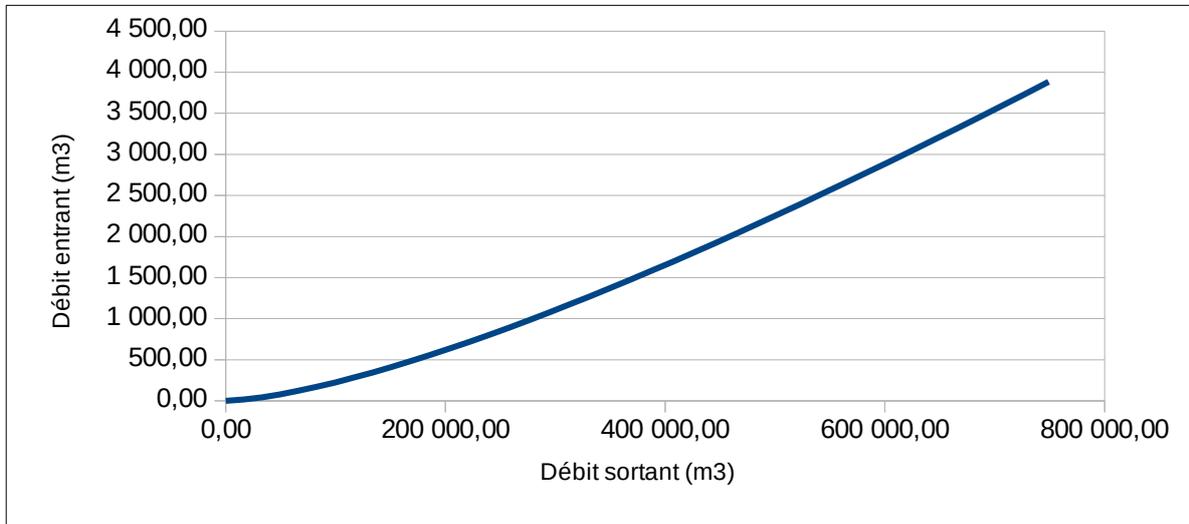


Figure III.23 Courbe caractéristique du barrage.

- En utilisant la courbe caractéristique du barrage et l'équation III.7 nous déterminons l'hydrogramme laminé.
- Le calcul de l'hydrogramme laminé pour les différentes largeurs b est donné dans l'annexe 10.

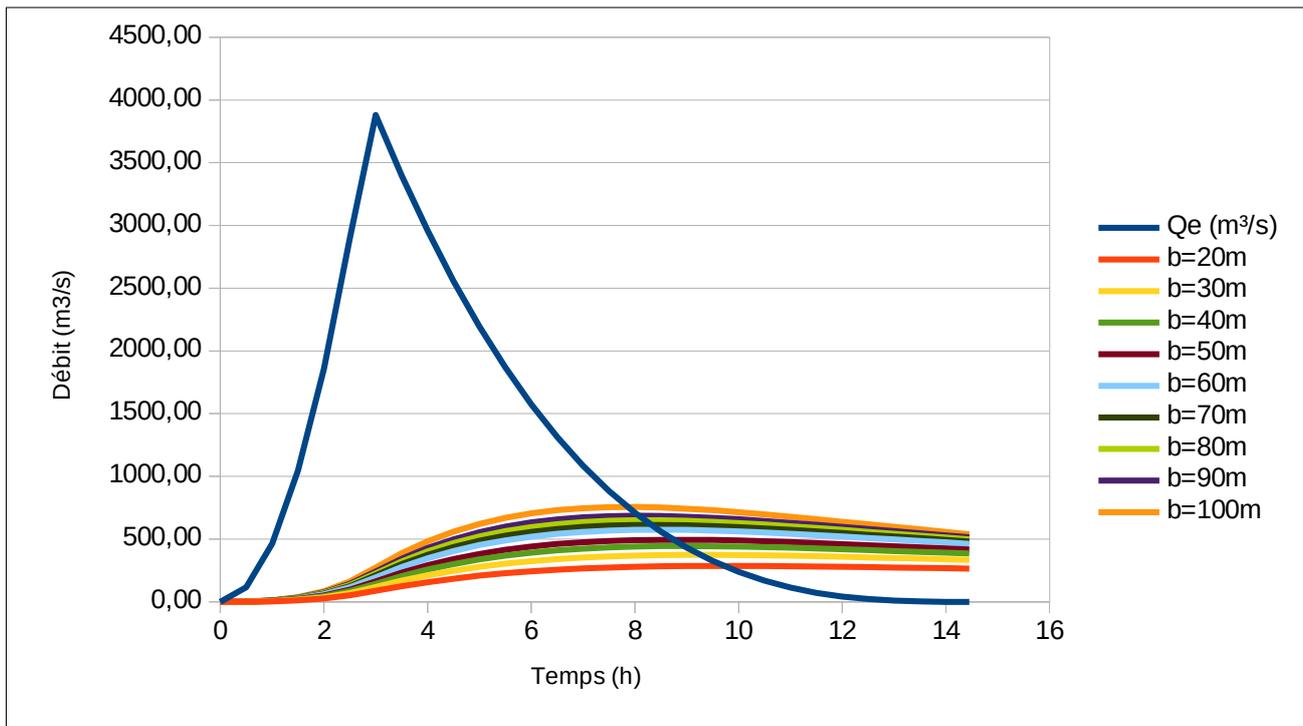


Figure III.24 Hydrogrammes d'entrée et de sorties

III.9 Étude 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 des déversoirs correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

III.9.1 Calcul de la revanche :

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H_v , de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue. Elle est donnée par la Formule de Davis (reprise par Post et Lond).

$$R = 0,75 \cdot H_v + \frac{V^2}{2g} \quad \text{(III.64)}$$

Avec :

H_v : Hauteur des vagues (m).

V : Vitesse des vagues (m/s).

$$V = 1,5 + 2 \cdot H_v \quad \text{(III.65)}$$

Pour la hauteur des vagues il existe plusieurs formules :

a) Formule de Stevenson - Gaillard

$$H_v = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26\sqrt[4]{F} \quad (\text{III.66})$$

Avec :

F : c'est la longueur continue du plan d'eau compris entre le barrage et la rive opposée la plus éloignée. Fetch effectif (F=4,3 km).

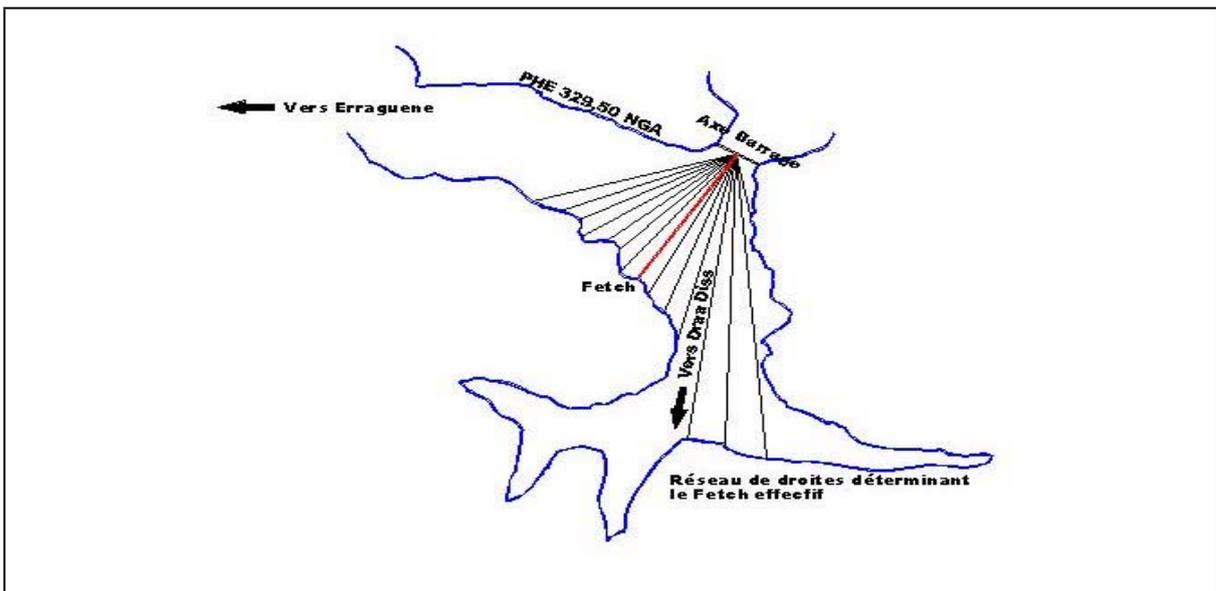


Figure III.25. Réseau des droites déterminant le Fetch effectif.

b) Formule de Mallet-paquant

$$H_v = 0,5 + 0,33\sqrt{F} \quad (\text{III.67})$$

c) Formule Simplifiée

Il existe aussi la formule simplifiée pour qui nous donne directement la revanche :

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F} \quad (\text{III.68})$$

Tableau III.39 : Récapitulatif des résultats.

| Formule | H _v (m) | V (m/s) | R (m) |
|-----------------------|--------------------|---------|-------|
| F. Stevenson Gaillard | 1,08 | 3,66 | 1,49 |
| F. de Mallet-paquent | 1,18 | 3,86 | 1,64 |
| F. simplifiée | - | - | 1,62 |
| La moyenne | - | - | 1,58 |

Dans notre cas on opte pour une valeur de R=1.62 m

III.9.3 Tassements

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

- $T = 0,015 H_b$ (III.69)
- $T = 0,001 H_b^{3/2}$ (III.70)

AN :

$$T = 1,11 \text{ m}$$

Avec :

T=Tassement de la crête du barrage.

H_b=Hauteur du barrage.

III.9.4 Largeur en crête :

La largeur du barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et les éventuels pour les eaux ultérieurs. Elle dépend de plusieurs facteurs et notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein. Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

1) Formule de KNAPPEN

$$b_{cr} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b} \quad (\text{III.71})$$

2) Formule de E- F-PREECE

$$b_{cr} = 1,1 \sqrt{H_b} + 1 \quad (\text{III.72})$$

3) Formule Anonyme (simplifiée)

$$3,6\sqrt[3]{H_b} - 3 \quad (\text{III.73})$$

4) Formule pratique (pratique)

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \quad (\text{III.74})$$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage [m].

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

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + T \quad (\text{III.75})$$

Tableau III.40. Résultats des largeurs en crête obtenues par les formules précédentes.

| B (m) | H (m) | Q (m ³ /s) | H _b (m) | Formule (1) | Formule (2) | Formule (3) | Formule (4) |
|-------|-------|-----------------------|--------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| 20 | 3,52 | 286,13 | 75,62 | 14,35 | 10,57 | 12,22 | 14,49 |
| 30 | 3,21 | 374,49 | 75,31 | 14,32 | 10,55 | 12,20 | 14,46 |
| 40 | 2,97 | 444,75 | 75,07 | 14,30 | 10,53 | 12,19 | 14,44 |
| 50 | 2,75 | 494,71 | 74,85 | 14,28 | 10,52 | 12,17 | 14,42 |
| 60 | 2,69 | 574,82 | 74,79 | 14,27 | 10,51 | 12,17 | 14,41 |
| 70 | 2,53 | 612,8 | 74,63 | 14,25 | 10,50 | 12,16 | 14,40 |
| 80 | 2,41 | 649,87 | 74,51 | 14,24 | 10,50 | 12,15 | 14,39 |
| 90 | 2,31 | 686,32 | 74,41 | 14,23 | 10,49 | 12,14 | 14,38 |
| 100 | 2,3 | 755,76 | 74,4 | 14,23 | 10,49 | 12,14 | 14,38 |

Nous optons pour une largeur de crête de 12m.

III.10 Calcul des coûts**III.10.1. Le coût économique correspondant à une longueur plus économique de l'évacuateur de crues :**

La réduction de 60 à 40 m de la largeur du seuil déversant se traduit par une augmentation de la cote du plan d'eau de 69 cm pour le passage de la crue de projet millénale et de 90 cm pour le passage de la crue maximale probable (CMP). Étant donné d'une part, que le coursier de l'évacuateur et le profil courant du barrage ont une structure identique, et d'autre part, que la hauteur maximale du barrage est de l'ordre de 75 m, on peut considérer que quelle que soit la largeur du seuil comprise entre 40 et 60 m, le volume global et le coût de construction du barrage seront peu affectés. En conséquence, le principal facteur dimensionnant de l'évacuateur de crue est la largeur disponible du lit de l'Oued Djendjene pour intégrer le coursier de l'évacuateur le plus large possible avec un minimum d'excavation. D'où on opte pour une longueur de 50 m qui correspond à une charge de 2,75 m.

La courbe caractéristique $V = f(H)$ ainsi que les différents niveaux sont représentés dans la figure II.22.

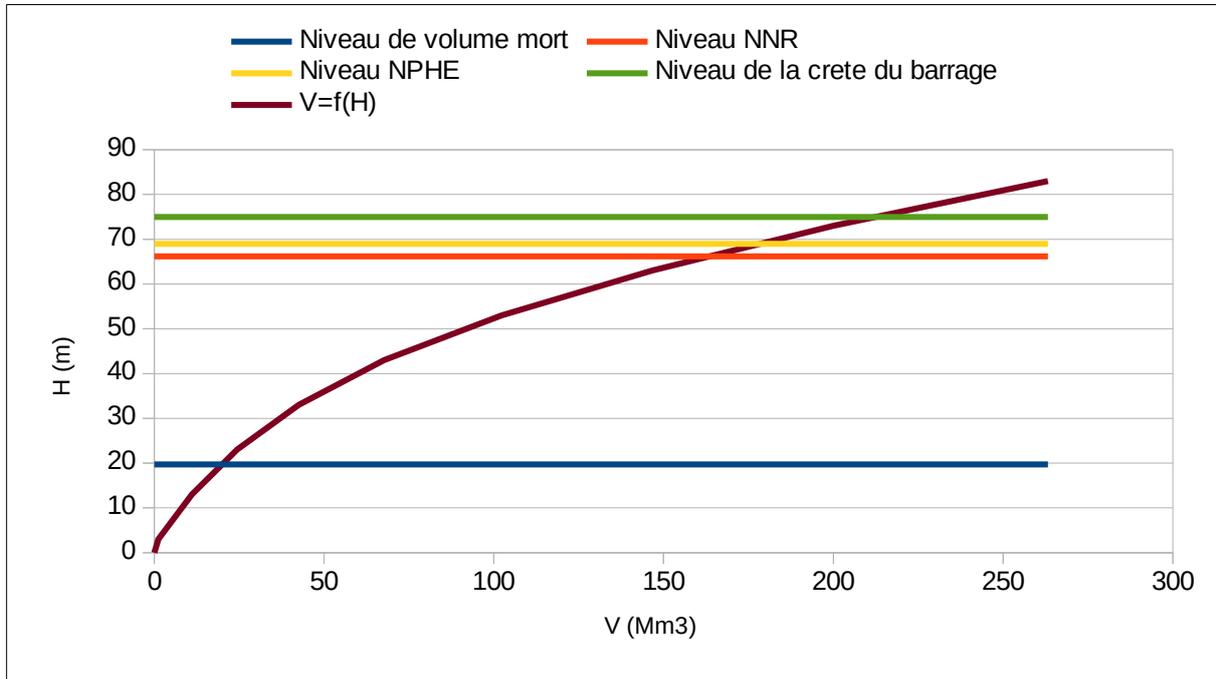


Figure III.26. Courbe $V=f(H)$ avec les différents niveaux.

Conclusion :

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

Introduction :

Simultanément à la recherche et à l'identification des sites, on doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables au vu des informations et conditions : géologiques, hydrologiques et topographiques recueillies. Dans ce présent chapitre, on a eu à développer des variantes pour le barrage ; et en nous appuyant sur des considérations géologiques et géotechniques on a opté pour un barrage en béton. Le type du barrage et du béton sera choisi après calcul des coûts, pour prendre comme solution la variante la plus favorable coté technico-économique.

IV.1. Choix du type de barrage

Le choix du type de digue à implanter dépend essentiellement de :

- L'étude topographique qui permet la localisation des axes probables sur le site.
- L'étude géologique qui donne un aperçu sur les formations géologiques des couches qui seront à la suite une future assise du barrage.
- L'étude géotechnique qui donne l'estimation de la quantité des matériaux disponibles tout autour du site et leurs caractéristiques.

A priori, selon les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site on peut envisager une digue en béton suivants trois alternatives de variantes:

- barrage voûte en béton ordinaire.
- Barrage en BCR.

IV.1.1. Barrage voûte

Le barrage voûte représente l'ultime aboutissement de l'utilisation des propriétés du béton en termes de résistance. Il permet des économies de volume d'au moins 30 % par rapport à un barrage-poids. On pourrait comparer sa forme à celle d'un pont couché sur l'un de ses côtés, et qui ne chargerait de l'eau au lieu de véhicules. L'effort de résistance est ainsi en partie reporté par l'arc central sur les rives, permettant de construire des ouvrages moins volumineux, à performance égale. En revanche, les fondations, sur lesquelles se reporte une grande partie de l'effort, doivent posséder des caractéristiques mécaniques élevées afin de supporter celui-ci.

IV.1.2. Barrage en BCR

Les barrages en BCR sont souvent présentés comme une alternative à des digues en terre ou en enrochement. Ils semblent devoir accepter des déformations légèrement supérieures à celles du béton classique.

Le BCR est un pavage durable en béton qui développe d'excellentes propriétés mécaniques en :

- flexion
- compression
- étanchéité
- résistance à l'abrasion

IV.2 Définition du profil générale du barrage

IV.2.1 Hauteur de barrage :

La hauteur de barrage est donnée par :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + T$$

Avec :

H_b : Hauteur de barrage (m)

NNR : Cote correspondante au volume normale de la retenue (306,37m).

C_f : Cote de fond (237m).

$h_{dév}$: Charge déversante (2,75m).

R : Revanche (R=1.60m , elle a été déjà défini dans l'étude d'optimisation dans le chapitre de l'hydrologie)

t : Tassements.

AN :

$$H_b = 74,85 \text{ m}$$

IV.2.2 Calcul de la largeur en crête :

D'après l'étude d'optimisation, nous avons trouvé :

$$b_{cr} = 12 \text{ m}$$

IV.2.3 Longueur en crête :

La longueur en crête c'est un paramètre qui est défini topographiquement après l'implantation de notre barrage en tenant compte la forme et la topographie de site ; dans notre cas :

$$L_{cr} = 366 \text{ m}$$

IV.3. Dimensionnement des variantes

IV.3.1. Barrage voûte

Le barrage voûte est un choix optimum seulement si la morphologie de la vallée satisfait la condition suivante :

$$\frac{B}{H} < 6$$

Avec :

B : est la longueur de la crete (366m).

H : est la hauteur de barrage (74,85m).

AN :

$$\frac{B}{H} = 4,89 < 6 \quad \text{donc la condition est satisfaite.}$$

IV.3.1.1. Méthode de dimensionnement :

Le dimensionnement de barrage voûte est établi en suivant plusieurs méthodes telle que :

- Méthode d’anneau indépendant.
- Méthode d’essai de chargement.
- Théorie d’élasticité.
- Théorie de shell.

Dans cette étude nous allons utilisé la méthode d’anneau indépendant.

IV.3.1.2. Dimensionnement hydraulique par la méthode d’anneau indépendant :

L’étude se fait sur l’anneau représenté dans la figure ci dessus :

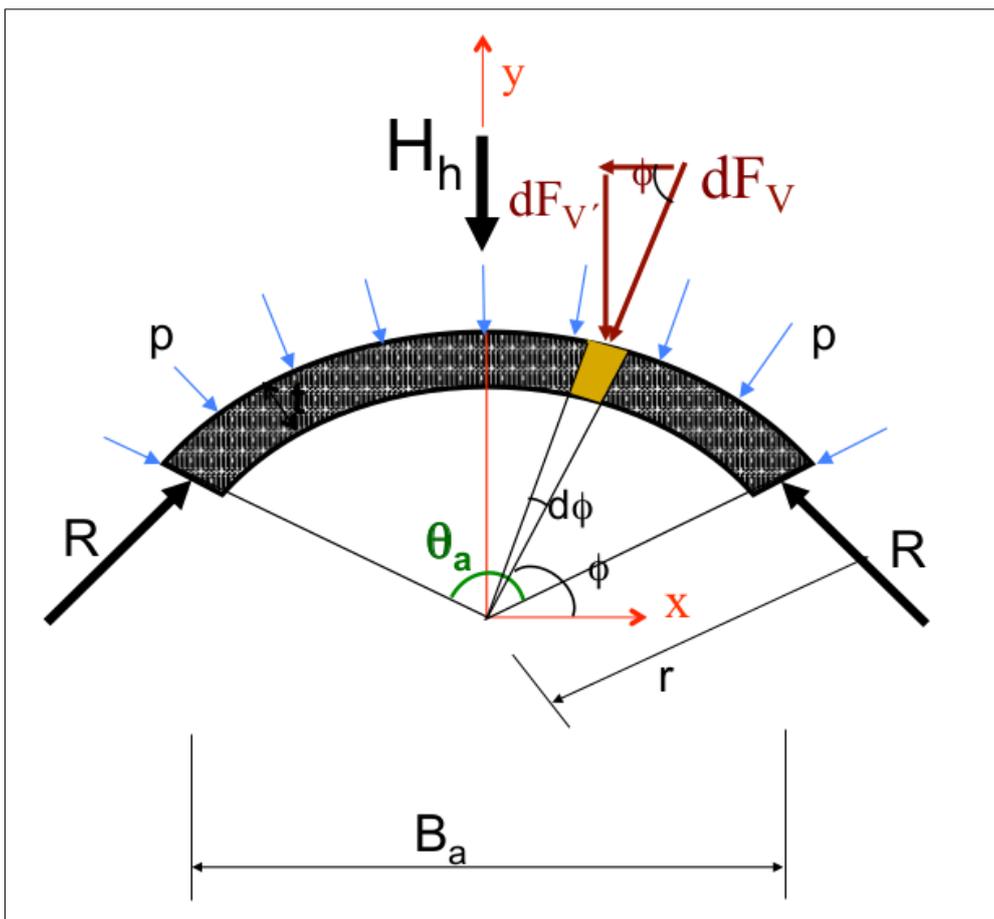


Figure IV.1 La force différentielle pour un élément infiniment petit.

- La force différentielle pour un élément infiniment petit avec un angle de centre $d\phi$ est donnée par :

$$dF_v = p \cdot r \cdot d\phi$$

- La composante verticale est donnée par :

$$dF_v' = p \cdot r \cdot d\varphi \cdot \sin \varphi$$

Avec :

p : pression hydrostatique.

R : rayon de l'arc.

- Les forces totales horizontales sont données par :

$$H_h = 2 \cdot \gamma \cdot h \cdot r \cdot \sin \frac{\theta_a}{2}$$

Avec :

h : la hauteur de l'anneau à partir de la surface d'eau.

r : rayon de l'arc.

θ_a : l'angle central.

- À l'équilibre selon la direction y les forces deviennent :

$$H_h = 2 \cdot R_y$$

tel que :

R_y : est la réaction des forces au cotés de l'anneau.

$$R_y = R \cdot \sin\left(\frac{\theta_a}{2}\right) \qquad R = \gamma \cdot h \cdot r$$

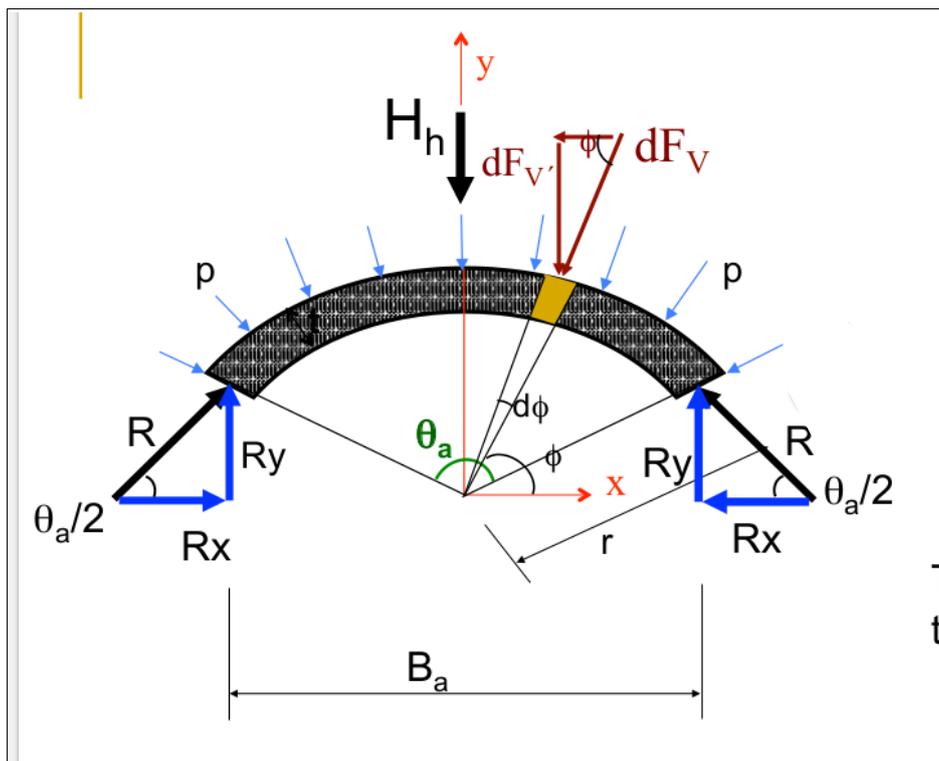


Figure IV.2 Récapitulatif des forces agissants sur l'anneau.

- L'épaisseur (t) requise de l'anneau quand $t \ll r$ est donnée par :

$$t = \frac{R}{\sigma_h}$$

donc :

$$t = \frac{\gamma \cdot h \cdot r}{\sigma_h}$$

Avec :

σ_h : la contrainte admissible pour le béton en compression.

- Le volume du béton par unité de hauteur pour un seul anneau est donné par :

$$dV = L \cdot t$$

Avec :

L : c'est la longueur de l'anneau.

Tel que :

$$L = r \cdot \theta_a$$

donc :

$$V = \frac{\gamma \cdot h}{\sigma_h} \cdot r^2 \cdot \theta_a \cdot h_a$$

Avec :

h_a : la hauteur de l'anneau (m).

- L'angle θ_a est optimum pour un volume minimum de l'anneau :

$$\frac{dV}{d\theta} = 0 \quad \text{donc : } \theta_a = 133^\circ 34'$$

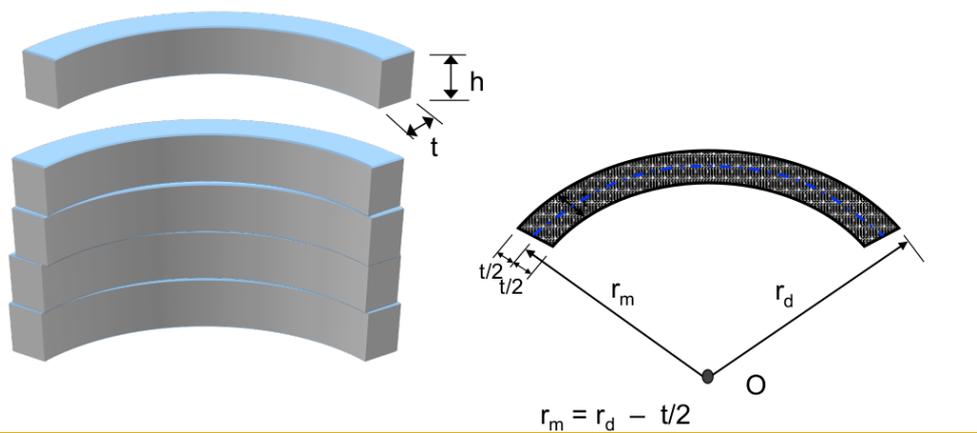


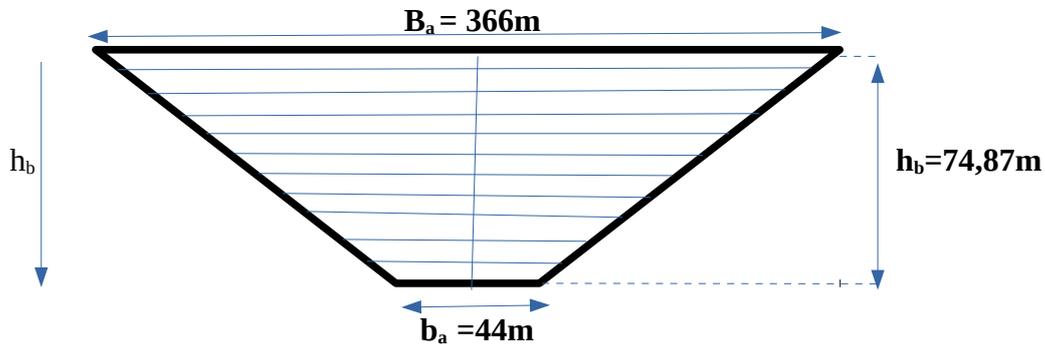
Figure IV.3 Récapitulatif des dimensions des anneaux.

- On pratique l'angle d'ouverture égale à : $100^\circ < \theta_a < 140^\circ$
- On prend : $\theta_a = 130^\circ$

Application numérique

➤ L'évolution de la largeur en fonction de la hauteur du barrage :

On suppose que l'emplacement de barrage a une forme géométrique régulière soit trapézoïdale :



Pour un anneau d'une largeur de dB_a et une hauteur de dh :
 Nous avons le fruit de talus :

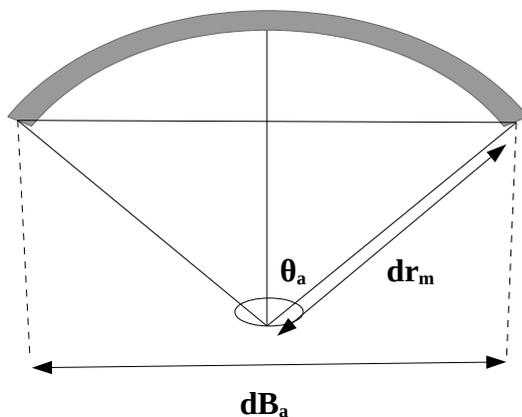
$$m = \frac{\frac{B_a}{2} - \frac{b_a}{2}}{h_b}$$

AN : $m = 2,15$

donc : $m = \frac{\frac{dB_a}{2} - \frac{b_a}{2}}{dh_b} = 2,15$

donc : $dB_a = -4,3 dh + 366$

➤ L'évolution de rayon en fonction de la largeur :



$$dr_m = \frac{dB_a}{2 \sin \frac{\theta_a}{2}}$$

donc : $dr_m = 0,55 \cdot dB_a$

➤ L'évolution de l'épaisseur en fonction du rayon et la hauteur du barrage:

Nous avons :

$$dt = \frac{\gamma \cdot dh \cdot dr_d}{\sigma_h}$$

Donc :

$$dt = \frac{\gamma \cdot dh \cdot dr_m}{\sigma_h - \gamma \cdot 0,5 \cdot dh}$$

Avec :

$$\begin{aligned} \gamma &= 1\text{t/m}^3. \\ \Sigma_h &\leq (3,5 \div 4) \text{ Mpa. On prend } \sigma_h = 356,9 \text{ t/m}^2. \end{aligned}$$

➤ L'évolution du volume en fonction du l'épaisseur et le rayon:

Nous avons :

$$dV = dt \cdot dr_m \cdot \theta_a \cdot h_a$$

- Nous commençant notre calcul avec :
 $h_b = 74,87\text{m}$ et une hauteur d'anneau $h = 25\text{m}$.

Tableau IV.1. Récapitulatif de calculs.

| | |
|---------------------|----------|
| H (m) | 74,85 |
| B _a (m) | 44m |
| R _m (m) | 24,2 |
| T (m) | 5,7 |
| V (m ³) | 24 212,1 |

- Pour le calcul totale de volume de la digue on va utilisé un algorithme qu'on va programmé en langage python .
 ➤ Le corps de l'algorithme :

```

pour h=74,85 à h=0 ; pas = 0,1
    ba=-4,3. h+366
    rm=0,55 . ba
    t=(h . rm)/(356,9-0,5 . h)
    v=t . rm . 2,27 . 0,1
    h=h-0,1
    vt=vt+v
    
```

donc : le volume totale de la digue est :

$$\mathbf{V = 162\ 444.43\ m^3}$$

IV.3.2. Barrage en BCR

IV.3.2.1. Calcul du volume de la digue :

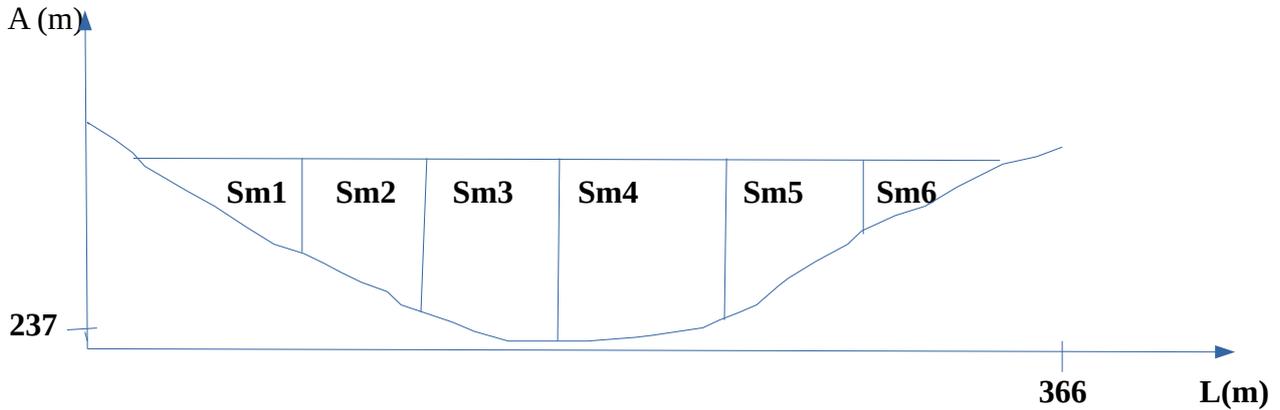


Figure IV.3. Coupe longitudinale de l'axe d'un barrage.

➤ **Procédé de calcul :**

- Traçage du profilé de la digue ;
- Réalisation des coupes longitudinales le long de la longueur en crête ;
- On calcul la surface des deux coupe d'une tranche ;
- A partir de la surface moyenne, on calcule le volume de la tranche ;

Les resultats sont présentés dans le tableau ci dessus :

Tableau IV.2. Récapitulatif de résultat .

| N | Si (m ²) | Smoy (m ²) | di | V (m ³) |
|--|----------------------|------------------------|----|---------------------|
| 0 | 0 | 511.67 | 74 | 26 366.36 |
| 1 | 1023.34 | | | |
| 2 | 3520 | 2271.67 | 55 | 129 485.19 |
| 3 | 7440 | 5480 | 55 | 330 718.00 |
| 4 | 3092.11 | 5266.06 | 55 | 485 266.97 |
| 5 | 1044.41 | 2068.26 | 55 | 106 101.74 |
| 6 | 0 | 522.21 | 72 | 28 235.62 |
| Volume totale = 1 128 987 m³ | | | | |

IV.4. Évaluation du coût des variantes

| Variante | Matériau | Quantité (m ³) | Prix unitaire (DA) | Coût totale (DA) |
|--------------|----------------------------|----------------------------|--------------------|------------------|
| Barrage vout | Béton ordinaire | 162 444.43 | 35 000 | 5 685 555 050 |
| Barrage BCR | Béton compacté au rouleaux | 1 128 987.00 | 5 500 | 6 209 428 500 |

Conclusion :

Après l'étude technico-économique nous avons déduis que les deux variantes sont faisable, d'une part, et d'autre part le coût économique des deux variante est tres proche. À partir de la, nous proposant l'étude des deux variante, barrage voûte et barrage en BCR.

Introduction :

Le barrage voûte est un ouvrage arqué horizontalement et verticalement qui reporte la poussée de l'eau sur les flancs de la vallée par un effet d'arc. On appelle un barrage voûte à simple courbure un barrage dont l'axe est développé selon un axe curviligne identique du pied au couronnement. On distingue trois types de barrage à simple courbure : barrage à centre constant et à angle d'ouverture variable, barrage à centre variable et à angle d'ouverture constant et finalement barrage à angle et centre variables. Pour notre étude on va choisir un barrage voûte à simple courbure de type centre variable et angle d'ouverture constant. Ce type de barrage offre un meilleur transfert des efforts dans les massifs d'appuis latéraux.

V.1. Étude de stabilité

V.1.1. Méthode des ajustements

La méthode des ajustements permet un dimensionnement préliminaire plus précis du barrage voûte du fait que sa portance est analysé en deux directions. Avant le développement du calcul par éléments finis, cette méthode était systématiquement utilisé pour le calcul détaillé. Cette méthode également appelé « *trial load method* », a été développée dans les années 1930 aux Etats-Unis.

V.1.1.1 Modélisation par un système arcs- consoles :

Les données initiales nécessaire pour effectué les calculs sont représentées dans le tableau V.1.

Tableau.V.1. données initiales du barrage.

| Position y(m) | Distance à l'axe de référence e(m) | Épaisseur d(m) | Rayon moyen R_{moy} (m) | Rayon extérieur R_e (m) | Demi angle d'ouverture α (°) | Corde de l'arc L_{ca} (m) | Longueur de l'arc L_c (m) |
|------------------|---|-------------------|--|---------------------------------|---|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 0 | 0,6 | 5,0 | 201,30 | 203,80 | 65 | 366,00 | 413,58 |
| 10,7 | -0,2 | 5,4 | 175,99 | 178,69 | 65 | 319,99 | 361,59 |
| 21,4 | -3,8 | 9,4 | 150,45 | 155,15 | 65 | 273,55 | 309,11 |
| 32,1 | -6,2 | 11,8 | 125,15 | 131,05 | 65 | 227,54 | 257,12 |
| 42,8 | -7,2 | 12,8 | 99,84 | 106,24 | 65 | 181,53 | 205,13 |
| 53,5 | -6,5 | 12,1 | 74,54 | 80,59 | 65 | 135,52 | 153,14 |
| 64,2 | -4,2 | 9,8 | 49,23 | 54,13 | 65 | 89,51 | 101,15 |
| 74,9 | 0,0 | 5,6 | 24,2 | 27,00 | 65 | 44 | 49,72 |

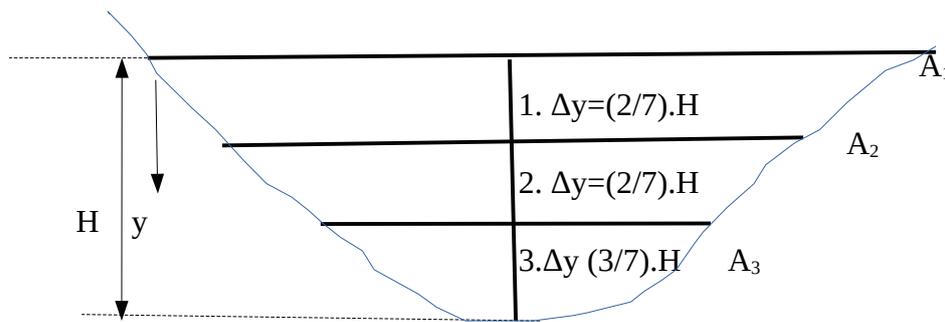


Figure.V.1. Dimensionnement préliminaire avec trois arcs et une console.

➤ **Forme des arcs et disposition du modèle :**

Les arcs sont admis circulaire et d'épaisseur constante. Cette hypothèse simplificatrice permet de calculer plus aisément dans le développement qui suit les contraintes et déformations de l'arc.

Dans la plus part des cas, les arcs sont d'épaisseur variables et leur forme est parabolique, elliptique, voire composé de segments de spirale. Le choix de trois arcs de calcul et leur disposition dans la hauteur du barrage, résulte d'un compromis raisonnable.

Tableau V.2. Le choix des trois arcs de calcul.

| Arc | Profondeur y |
|-----|------------------|
| A1 | 0 |
| A2 | $2\Delta y=2H/7$ |
| A3 | $4\Delta y=4H/7$ |

➤ **Position de la console :**

La console est placée au lieu où la vallée atteint sa plus grande hauteur si la vallée est presque symétrique. Lorsque la vallée présente une asymétrie marquée, la position de la console sera choisie par compromis entre la position de la hauteur principale et l'axe de symétrie de l'arc de couronnement.

V.1.1.2. Répartition de la poussée de l'eau entre arcs et consoles :

La poussée de l'eau agissant sur le barrage-voûte est répartie entre les trois arcs et la console. On décompose la poussée de l'eau en deux parties, l'une qui charge les arcs, l'autre qui charge la console :

$$P_E = P_A + P_C = \gamma_E \cdot y$$

Avec :

P_E : poussée de l'eau à la position y.

P_A : part de la poussée de l'eau reprise par l'arc.

P_C : part de la poussée de l'eau reprise par la console.

Et $\gamma_E = \rho_E \cdot g$

L'expérience a montré que la répartition de la poussée de l'eau sur la console P_C peut être assimilée avec une bonne approximation à une fonction parabolique de y qui dépend de la forme de la vallée, des caractéristiques du barrage (voûte mince ou épaisse) et également de la déformabilité du rocher.

Aux trois points d'intersection entre les arcs et la console, cette fonction de charge de la console prend les valeurs suivantes : P_1, P_2, P_3 .

Le reste de la poussée de l'eau est pris par les arcs qui sont admis chargés uniformément par les valeurs suivantes : P_{A1}, P_{A2}, P_{A3} .

Donc : le partage de la poussée de l'eau s'effectue comme suit :

Charge sur console + charge sur l'arc = poussée de l'eau.

$$P_E(1) = P_{A1} + P_1 = 0 \quad \text{donc : } P_{A1} = -P_1$$

$$P_E(2) = P_{A2} + P_2$$

$$P_E(3) = P_{A3} + P_3$$

V.1.1.3. Comptabilité des déformations :

Le partage de la poussée de l'eau entre les arcs et la console se calcule en appliquant la condition de la comptabilité des déformations radiales à chaque point de croisement entre les deux éléments. Les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\delta_A = \delta_C$$

$$\delta_{A1} = \delta_{C1}$$

$$\delta_{A2} = \delta_{C2}$$

$$\delta_{A3} = \delta_{C3}$$

Pour le pré-dimensionnement de barrage voûte, on se contente d'un ajustement des déformations radiales aux points d'intersections des arcs et de la console. Dans la pratique on prends en compte les déformations les plus importantes qui sont au nombre de trois : soit radiales, tangentiels dans le sens horizontale et angulaire à axe vertical. Pour un système simplifié avec trois arcs et une console centrale, il suffit alors de contrôler uniquement la comptabilité des déformation radiales.

On calcul la déformation radiale de la console et des arcs en trois points d'intersection en appliquant la théorie des travaux virtuels. Les déformations radiales sont ensuite ajustées en obtenant trois équations pour les trois inconnus : P_1, P_2 , et P_3 .

V.1.1.3.1. Déformation de l'arc au centre δ_A :

pour un arc chargé par une force radiale uniforme, la déformation radiale au centre (à la clé) se calcul par la relation suivante :

$$\delta_A = \beta_i \cdot \frac{P_A \cdot R_{moy}^2}{d \cdot E_B}$$

et :

$$\beta_i = f\left(2\alpha, \frac{R_{moy}}{d_A}, \frac{E_B}{E_R}\right)$$

Avec :

R_{moy} : rayon moyen de l'arc.

D : épaisseur de l'arc.

E_R : module de déformation de rochet de fondation.

E_B : module d'élasticité du béton.

2α : angle d'ouverture de l'arc.

V.1.1.3.2. Déformation de la console δ_C :

La déformation de la console en un point y quelconque sous l'effet des forces horizontales transmises par les arcs peut être déterminée à l'aide du principe des travaux virtuels :

$$\delta_C = \sum \frac{MM'}{EJ} \Delta y + \sum \frac{QQ'}{GF'} \Delta y + \delta^*$$

Avec :

$$E = E_B$$

$$J = \frac{b \cdot d^3}{12}$$

$$F' = \frac{5}{6} \cdot b \cdot d$$

$$\frac{E_B}{G_B} = 2 \cdot (1 + \nu_B) \text{ pour } \nu_B = \frac{1}{6} \text{ on a } \frac{E_B}{G_B} = 2,333$$

δ_C : déformation radiale de la console (en un point y quelconque)

M', Q' : moment, effort tranchant causé par la charge unitaire $P'=1$ en un point considéré.

M, Q : moment, effort tranchant causé par les charges réelles.

F' : section réduite de la section rectangulaire admise pour le calcul.

δ^* : est la déformation qui résulte de la déformabilité du rochet de fondation.

$$\delta^* = \delta_R + \alpha_R (H - y)$$

Avec :

δ_R : déformation transversal du rochet au pied de la console.

$\alpha_R(H-y)$: déformation au point y par rotation de la fondation.

H : hauteur de barrage.

Y : point de calcul de la déformation recherché.

δ_R et α_R sont calculés à l'aide des relations établies par Vogt dérivées de la théorie d'élasticité tridimensionnelle :

$$\delta_R = \frac{C_2 \cdot M_R}{E_R \cdot d_b} + \frac{C_3 \cdot Q_R}{E_R}$$

Et :

$$\alpha_R = \frac{C_1 \cdot M_R}{E_R \cdot d_b^2} + \frac{C_2 \cdot Q_R}{E_R \cdot db}$$

Avec :

M_R, Q_R : moment, effort tranchant au pied de la console.

D_b : épaisseur du barrage au pied de la console.

C_1, C_2, C_3 : coefficients sans dimensions qui dépendent du module de poisson du rochet μ et de la forme de fondation.

Pour un calcul préliminaire on peut adopter en première approximation, les coefficients de Vogt suivants :

$$C_1=5,2 \quad C_2=0,8 \quad C_3=2,0$$

La déformation de la console au point y est alors obtenue en appliquant le principe des travaux virtuels par l'équation suivante :

$$\delta_C(y) \cdot E_B = \sum \frac{MM'}{J} \cdot \Delta y + \sum \frac{QQ'}{F'} \cdot \frac{E_B}{G_B} \cdot \Delta y + \delta_R \cdot E_B + \alpha_R \cdot (H - y) \cdot E_B$$

$$\delta_C(y) \cdot E_B = 12 \cdot \sum \frac{MM'}{d^3} \cdot \Delta y + 2,8 \sum \frac{QQ'}{d} \cdot \Delta y + (H - y) \cdot \left[\frac{10,4 \cdot M_R}{d_b^2} + \frac{1,6 \cdot Q_R}{d_b} \right] + \left[\frac{1,6 \cdot M_R}{d_b} + 4 \cdot Q_R \right]$$

Les moments et efforts tranchants sollicitant la console peuvent être exprimés en fonction de la répartition parabolique de la charge = f(y).

La répartition parabolique de la charge $P=f(y)$ peut être estimée par la formule suivante :

$$P(y) = P_1 + \frac{-3 \cdot P_1 + 4 \cdot P_2 - P_3}{4} \cdot \frac{y}{\Delta y} + \frac{P_1 - 2 \cdot P_2 + P_3}{8} \cdot \frac{y^2}{\Delta y^2}$$

Cette relation permet d'obtenir facilement la charge de la console en sept section horizontales réparties sur la hauteur du barrage en utilisant les valeurs du tableau suivant :

Tableau V.3. Répartition parabolique de la charge d'une console découpée en sept section horizontales.

| y | a _p | b _p | c _p |
|------|----------------|----------------|----------------|
| 0 Δy | 1,0000 | 0,0000 | 0,0000 |
| 1 Δy | 0,3750 | 0,7500 | -0,1250 |
| 2 Δy | 0,0000 | 1,0000 | 0,0000 |
| 3 Δy | -0,1250 | 0,7500 | 0,3750 |
| 4 Δy | 0,0000 | 0,0000 | 1,0000 |
| 5 Δy | 0,3750 | -1,2500 | 1,8750 |
| 6 Δy | 1,0000 | -3,0000 | 3,0000 |
| 7 Δy | 1,8750 | -5,2500 | 4,3750 |

Avec P(y), l'effort tranchant Q(y) devient :

$$Q(y) = P(y) \cdot y$$

$$Q(y) = P1 \cdot y + \frac{-3 \cdot P1 + 4 \cdot P2 - P3}{8} \cdot \frac{y^2}{\Delta y} + \frac{P1 - 2 \cdot P2 + P3}{24} \cdot \frac{y^3}{\Delta y^2}$$

Cette équation décrit la répartition de l'effort tranchant le long de la hauteur de la console. Le tableau V.4 donne les valeurs de l'effort tranchant réduit Q(y)/Δy pour une console découpée en sept sections horizontales :

$$\frac{Q(y)}{\Delta y} = a_Q \cdot P1 + b_Q \cdot P2 + c_Q \cdot P3$$

Tableau V.4. Répartition de l'effort tranchant réduit dans une console découpée en sept section horizontales.

| y | a _Q | b _Q | c _Q |
|------|----------------|----------------|----------------|
| 0 Δy | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 |
| 1 Δy | 0,6667 | 0,4167 | -0,0833 |
| 2 Δy | 0,8333 | 1,3333 | -0,1667 |
| 3 Δy | 0,7500 | 2,2500 | 0,0000 |
| 4 Δy | 0,6667 | 2,6667 | 0,6667 |
| 5 Δy | 0,8333 | 2,0833 | 2,0833 |
| 6 Δy | 1,5000 | 0,0000 | 4,5000 |
| 7 Δy | 2,9167 | -4,0833 | 8,1667 |

Le moment $M(y)$ se calcule également en fonction de l'effort tranchant $Q(y)$ et de la charge $P(y)$:

$$M(y) = \int Q(y) \cdot dy$$

$$M(y) = \frac{P1 \cdot y^2}{2} + \frac{-3 \cdot P1 + 4 \cdot P2 - P3}{24} \cdot \frac{y^3}{\Delta y} + \frac{P1 - 2 \cdot P2 + P3}{96} \cdot \frac{y^4}{\Delta y^2}$$

Le tableau V.5 donne les valeurs du moment réduit $M(y)/\Delta y^2$ pour une console découpée en sept sections horizontales :

$$\frac{M(y)}{\Delta y^2} = a_M \cdot P1 + b_M \cdot P2 + c_M \cdot P3$$

Tableau V.5. Répartition du moment réduit dans une console découpée en sept sections horizontales.

| y | a _M | b _M | c _M |
|------|----------------|----------------|----------------|
| 0 Δy | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 |
| 1 Δy | 0,3854 | 0,1458 | -0,0312 |
| 2 Δy | 1,1667 | 1,0000 | -0,1667 |
| 3 Δy | 1,9688 | 2,8125 | -0,2813 |
| 4 Δy | 2,6667 | 5,3333 | 0,0000 |
| 5 Δy | 3,3854 | 7,8125 | 1,3021 |
| 6 Δy | 4,5000 | 9,0000 | 4,5000 |
| 7 Δy | 6,6354 | 7,1458 | 10,7188 |

La déformation recherchée en chaque point de croisement s'obtient en déterminant la sollicitation de la console sous une charge unitaire pour chaque point.

Le tableau V.6 donne la sollicitation de la console, soit le moment et l'effort tranchant a chaque point d'intersection sous une charge unitaire $P=1$.

Par la multiplication des valeurs des tableau V.4 et V.5 avec celle du tableau V.6, on obtient les expressions $M \cdot M'$ et $Q \cdot Q'$. Le résultat de cette multiplication peut être déduit à partir du tableau V.7 :

$$\frac{QQ'(y)}{\Delta y} = a_{QQ'} \cdot P1 + b_{QQ'} \cdot P2 + c_{QQ'} \cdot P3$$

Tableau V.6. Répartition du moment et de l’effort tranchant sous une charge unitaire appliquée sur le feuillet moyen au point d’intersection arc-console 1 (y=0), 2 (y=2.Δy) et 3 (y=4.Δy).

| Niveau de la charge | | | | | | |
|---------------------|-----------------|----|---------------------|----|---------------------|----|
| y | Au point 1: y=0 | | Au point 2 : y=2.Δy | | Au point 3 : y=4.Δy | |
| | M’/Δy | Q’ | M’/Δy | Q’ | M’/Δy | Q’ |
| 0Δy | 0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1Δy | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2Δy | 2 | 1 | 0 | 1 | 00 | 0 |
| 3Δy | 3 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 |
| 4Δy | 4 | 1 | 2 | 1 | 0 | 1 |
| 5Δy | 5 | 1 | 3 | 1 | 1 | 1 |
| 6Δy | 6 | 1 | 4 | 1 | 2 | 1 |
| 7Δy | 7 | 1 | 5 | 1 | 3 | 1 |

Tableau V.7. Facteur pour Q.Q’/(y)Δy au point d’intersection 1 (y=0), 2 (y=2.Δy) et 3 (y=4.Δy).

| Niveau de la charge | | | | | | | | | |
|---------------------|------------------|------------------|------------------|--------------------|------------------|------------------|--------------------|------------------|------------------|
| y | Au point 1 : y=0 | | | Au point 2 : y=2Δy | | | Au point 3 : y=4Δy | | |
| | a _{QQ’} | b _{QQ’} | c _{QQ’} | a _{QQ’} | b _{QQ’} | c _{QQ’} | a _{QQ’} | b _{QQ’} | c _{QQ’} |
| 0Δy | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1Δy | 0,6667 | 0,4167 | -0,0833 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2Δy | 0,8333 | 1,3333 | -0,1667 | 0,8333 | 1,3333 | -0,1667 | 0 | 0 | 0 |
| 3Δy | 0,7500 | 2,2500 | 0,0000 | 0,7500 | 2,2500 | 0,0000 | 0 | 0 | 0 |
| 4Δy | 0,6667 | 2,6667 | 0,6667 | 0,6667 | 2,6667 | 0,6667 | 0,6667 | 2,6667 | 0,6667 |
| 5Δy | 0,8333 | 2,0833 | 0,8333 | 0,8333 | 2,0833 | 2,0833 | 0,8333 | 2,0833 | 2,0833 |
| 6Δy | 1,5000 | 0,0000 | 1,5000 | 1,5000 | 0,0000 | 4,5000 | 1,5000 | 0,0000 | 4,5000 |
| 7Δy | 2,9167 | -4,0833 | 2,9167 | 2,9167 | -4,0833 | 8,1667 | 2,9167 | -4,0833 | 8,1667 |

Avant l’intégration, chaque facteur du tableau V.7 doit être multiplié par Δy²/F(y), qui varie sur la hauteur de la console. La somme de la forme

$$\sum_{y=0}^{7\Delta y} \frac{QQ'}{F} \cdot \Delta y$$

est ensuite introduit dans l’équation des travaux virtuels.

De la même manière, le résultat de la multiplication M.M’(y)/ Δy³ peut aussi être déduit à partir du tableau suivant :

$$\frac{MM'(y)}{\Delta y^3} = a_{MM} \cdot P_1 + b_{MM} \cdot P_2 + c_{MM} \cdot P_3$$

Tableau V.8. Facteur pour $M.M'(y)/\Delta y^3$ au point d'intersection 1 ($y=0$), 2 ($y=2.\Delta y$) et 3 ($y=4.\Delta y$).

| Niveau de la charge | | | | | | | | | |
|---------------------|--------------------|-----------|-----------|----------------------------|-----------|-----------|----------------------------|-----------|-----------|
| | Au point 1 : $y=0$ | | | Au point 2 : $y=2\Delta y$ | | | Au point 3 : $y=4\Delta y$ | | |
| y | $a_{MM'}$ | $b_{MM'}$ | $c_{MM'}$ | $a_{MM'}$ | $b_{MM'}$ | $c_{MM'}$ | $a_{MM'}$ | $b_{MM'}$ | $c_{MM'}$ |
| $0.\Delta y$ | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $1.\Delta y$ | 0,3854 | 0,1458 | -0,0312 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $2.\Delta y$ | 2,3333 | 2,0000 | -0,3333 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $3.\Delta y$ | 5,9062 | 8,4375 | -0,8437 | 1,9687 | 2,8125 | -0,2812 | 0 | 0 | 0 |
| $4.\Delta y$ | 10,6667 | 21,3333 | 0,0000 | 5,3333 | 10,6667 | 0,0000 | 0 | 0 | 0 |
| $5.\Delta y$ | 16,9271 | 39,0625 | 6,5104 | 10,1563 | 23,4375 | 3,9062 | 3,3854 | 7,8125 | 1,3021 |
| $6.\Delta y$ | 27,0000 | 54,0000 | 27,0000 | 18,0000 | 36,0000 | 18,0000 | 9,0000 | 18,0000 | 9,0000 |
| $7.\Delta y$ | 46,4479 | 50,0208 | 75,0312 | 33,1771 | 35,7292 | 53,5937 | 19,9063 | 21,4375 | 32,1562 |

Avant la sommation, chaque facteur des tableaux V.7 et V.8 doit être multiplié avec $\Delta y^4/J(y)$, qui varie sur la hauteur de la console. La somme de la forme :

$$\sum_{y=0}^{7\Delta y} \frac{MM'}{J} \cdot \Delta y$$

et ensuite introduit dans l'équation des travaux virtuels.

➤ **Remarques :**

- En faisant l'intégration à l'aide des tableaux V.4 et V.5, les facteurs au point $y=7\Delta y$ doivent être multiplié par $\Delta y/2$ et non Δy , du fait que la grandeur de l'intervalle d'intégration est $\Delta y/2$ à l'intersection avec la fondation.
- La largeur de la console et des arcs est unitaire (1m) et donc les charges p , Q et M doivent être calculées pour 1m de largeur.

Finalement, les déformations radiales de la console à chaque point d'intersection avec les trois arcs peuvent être exprimées en fonction de la charge P .

$$\delta_{C1} = f_1(P_1, P_2, P_3)$$

$$\delta_{C2} = f_2(P_1, P_2, P_3)$$

$$\delta_{C3} = f_3(P_1, P_2, P_3)$$

$$E_B \cdot \delta_{C1} = a_{11} \cdot P_1 + a_{12} \cdot P_2 + a_{13} \cdot P_3$$

$$E_B \cdot \delta_{C1} = a_{21} \cdot P_1 + a_{22} \cdot P_2 + a_{23} \cdot P_3$$

$$E_B \cdot \delta_{C1} = a_{31} \cdot P_1 + a_{32} \cdot P_2 + a_{33} \cdot P_3$$

V.1.1.3.3. Détermination de la répartition de la poussée de l'eau entre les arcs et la console :

La poussée de l'eau est partagée dans une part supporté par les arcs et une part supporté par la console. Cette répartition est donnée par les équations suivantes :

$$\gamma_E = \rho_E \cdot g$$

$$P_1 + P_{A1} = P_E(1) = 0$$

$$P_2 + P_{A2} = P_E(2) = \gamma_E \cdot 2 \cdot \Delta y \cdot \frac{R_2 + d_2/2}{R_2}$$

$$P_3 + P_{A3} = P_E(3) = \gamma_E \cdot 4 \cdot \Delta y \cdot \frac{R_3 + d_3/2}{R_3}$$

La comptabilité des déformations radiales aux trois points d'intersection résulte en trois équations avec trois inconnues P1, P2 et P3 :

- point d'intersection 1 (y=0) :

$$(E_B \cdot \delta_{A1}) = \beta_1 \cdot \frac{P_{A1} \cdot R_1^2}{d_1} = (E_B \cdot \delta_{C1}) = a_{11} \cdot P_1 + a_{12} \cdot P_2 + a_{13} \cdot P_3$$

$$P_{A1} = -P_1$$

$$\left[a_{11} \cdot \frac{\beta_1 \cdot R_1^2}{d_1} \right] \cdot P_1 + a_{12} \cdot P_2 + a_{13} \cdot P_3 = 0$$

- Point d'intersection 2 (y=2Δy) :

$$(E_B \cdot \delta_{A2}) = \beta_2 \cdot \frac{P_{A2} \cdot R_2^2}{d_2} = (E_B \cdot \delta_{C2}) = a_{21} \cdot P_1 + a_{22} \cdot P_2 + a_{23} \cdot P_3$$

$$P_{A2} = P_E(2) - P_2$$

$$a_{21} \cdot P_1 + \left[a_{22} \cdot \frac{\beta_2 \cdot R_2^2}{d_2} \right] \cdot P_2 + a_{23} \cdot P_3 = \frac{\beta_2 \cdot R_2^2}{d_2} \cdot P_E(2)$$

➤ Point d'intersection 3 ($y=4\Delta y$) :

$$(E_B \cdot \delta_{A3}) = \beta_3 \cdot \frac{P_{A3} \cdot R_3^2}{d_3} = (E_B \cdot \delta_{C3}) = a_{31} \cdot P1 + a_{32} \cdot P2 + a_{33} \cdot P3$$

$$P_{A3} = P_E(3) - P3$$

$$a_{31} \cdot P1 + a_{32} \cdot P2 + \left[a_{33} \cdot \frac{\beta_3 \cdot R_3^2}{d_3} \right] \cdot P3 = \frac{\beta_3 \cdot R_3^2}{d_3} \cdot P_E(3)$$

La solution de ce système de trois équations fournit les trois valeurs inconnues P1, P2 et P3.

V.1.1.3.4. Détermination efforts tranchants et des moments dans la console :

Une fois la part de la poussée de l'eau supporté par la console déterminée, la répartition de l'effort tranchant et du moment est calculée par les équations suivantes :

$$Q(y) = P1 \cdot y + \frac{-3 \cdot P1 + 4 \cdot P2 - P3}{8} \cdot \frac{y^2}{\Delta y} + \frac{P1 - 2 \cdot P2 + P3}{24} \cdot \frac{y^3}{\Delta y^2}$$

$$M(y) = \frac{P1 \cdot y^2}{2} + \frac{-3 \cdot P1 + 4 \cdot P2 - P3}{24} \cdot \frac{y^3}{\Delta y} + \frac{P1 - 2 \cdot P2 + P3}{96} \cdot \frac{y^4}{\Delta y^2}$$

V.1.1.4. Efforts et contraintes au pied de la console :

V.1.1.4.1. contrainte à lac vide :

A lac vide, le poids propre du barrage-voûte est transféré vers le sol par les consoles seulement car le barrage ce construit par tranches verticales indépendantes. Ces tranches ne sont rendues solidaires entre elles qu'à la fin des travaux par l'injection de coulis de ciment dans les joints. Cette opération appelé le clavage de la voûte, rend la structure hyperstatique. Durant la construction, le poids propre augmente peu à peu, mais agit toujours sur les même sections horizontales. Il est donc logique de calculer le l'effet du poids propre comme pour un barrage poids.

Les contraintes verticales au pied de la console (par mètre de largeur, section admise rectangulaire) sous l'effet du poids propre avec les notations données à la figure V.2 se calculent par :

$$\sigma_{v,am} = \frac{p}{d} + \frac{6 \cdot M_p}{d^2}$$

$$\sigma_{v,av} = \frac{p}{d} - \frac{6 \cdot M_p}{d^2}$$

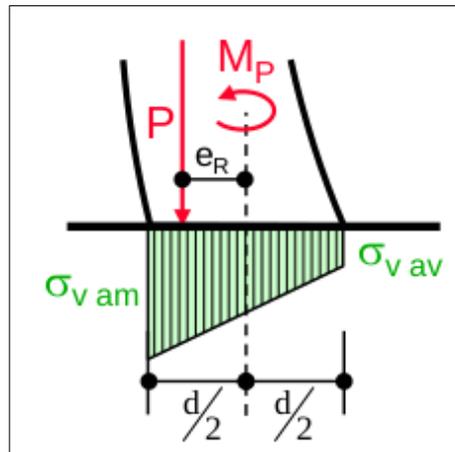


Figure V.2. répartition des contraintes au pied de la console sous l’effet du poids propre.

Avec :

M_p : moment sous l’effet du poids propre.

$$M_p = P \cdot e_R$$

P : poids propre, qui s’applique au centre de gravité de la console.

e_R : excentricité du poids propre par rapport au centre de gravité de la console.

$\sigma_{v,am}$: contrainte à l’amont.

$\sigma_{v,av}$: contrainte à l’aval.

V.1.1.4.2. contrainte à lac plein :

Les contraintes à lac plein au pied de la console deviennent, selon les notations de la figure V.3 :

$$e_R = \frac{M_p - M_E}{P} \quad \sigma_{v,am,av} = \frac{p}{d} \pm \frac{6 \cdot P \cdot e_R}{d^2}$$

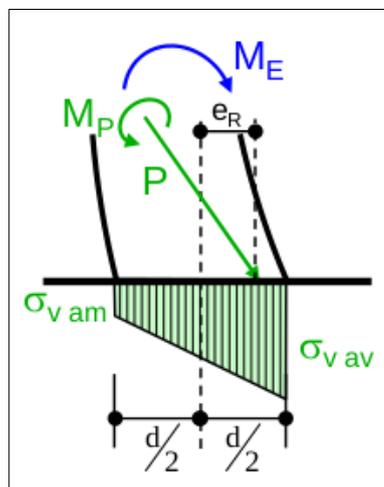


Figure V.3. Répartition des contraintes au pied de la console sous l’effet combiné du poids propre et de la poussée de l’eau.

Avec :

M_E : moment sous l'effet de la poussée de l'eau :

$$M_E = M(7\Delta y = H)$$

e_R : excentricité du poids propre par rapport au centre de gravité de la console.

V.1.1.5. Efforts et contraintes dans les arcs :

sous l'hypothèse que la part de la poussée de l'eau supporté par un arc est constante le long de celui-ci, les moments et les efforts normaux peuvent être calculé à la clé et la naissance de l'arc par les formule suivantes :

→ Clé de l'arc :

➤ L'effort normal est égale à :

$$N_C(y) = \beta_n \cdot R_{moy} \cdot P_A$$

➤ Le moment est égale à :

$$M_C(y) = \beta_m \cdot R_{moy} \cdot P_A$$

Avec :

β_n et β_m : coefficients en fonction de $(\alpha, R_{moy}/d)$.

→ Naissance de l'arc :

➤ L'effort normal est égale à :

$$N_C(y) = \beta'_n \cdot R_{moy} \cdot P_A$$

➤ Le moment est égale à :

$$M_C(y) = \beta'_m \cdot R_{moy} \cdot P_A$$

Avec :

β'_n et β'_m : coefficients en fonction de $(\alpha, R_{moy}/d)$.

- Les contraintes horizontales à la clé et à la naissance des arcs se calculent finalement par :

$$\sigma_{v,am,av} = \frac{N}{d} \pm \frac{6 \cdot M}{d^2}$$

Avec :

$\sigma_{v,am}$: contraintes horizontales à l'amont.

$\sigma_{v,av}$: contraintes horizontales à l'aval.

N : effort normal à la clé, respectivement à la naissance.

M : moment à la clé, respectivement à la naissance.

V.1.2. application numérique de la méthode des ajustements

➤ **Déformation radiale de l'arc à la clé δ_A :**

Tableau V.9. Déformation radiale δ_A .

| Numéro de l'arc | Position | α | R^2_{moy}/d | β | $E_B \cdot \delta_A$ |
|-----------------|----------|----------|---------------|---------|--------------------------|
| 1,00 | Y=0 | 65,00 | 8 104,34 | 2,01 | 16289,72.P _{A1} |
| 2,00 | y=2Δy | 65,00 | 2 408,00 | 2,48 | 5976,66.P _{A2} |
| 3,00 | Y=4Δy | 65,00 | 778,75 | 3,08 | 2398,55.P _{A3} |

➤ **Déformation de la console au niveau de l'arc 1 ($y_1=0$) : δ_{C1}**

Tableau V.10. Facteur pour $MM'(y)/\Delta y$ au point ($y=0$).

| Y(m) | J(y) (m ⁴) | $\Delta y^4/J(y)$ | $a_{MM'}$ | $b_{MM'}$ | $c_{MM'}$ |
|-------|------------------------|-------------------|-----------|-----------|-----------|
| 0,00 | 10,42 | 1 258,36 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 10,70 | 13,12 | 998,93 | 384,99 | 145,64 | -31,17 |
| 21,40 | 69,22 | 189,38 | 441,88 | 378,76 | -63,12 |
| 32,10 | 136,92 | 95,73 | 565,43 | 807,76 | -80,77 |
| 42,80 | 174,76 | 75,00 | 800,05 | 1 600,09 | 0,00 |
| 53,50 | 147,63 | 88,79 | 1 502,94 | 3 468,33 | 578,05 |
| 64,20 | 78,43 | 167,12 | 4 512,34 | 9 024,68 | 4 512,34 |
| 74,90 | 14,63 | 895,68 | 41 602,40 | 44 802,57 | 67 203,85 |

Tableau V.11. Facteur pour $QQ'(y)/\Delta y$ au point ($y=0$).

| Y(m) | d(y) (m) | $\Delta y^2/d(y)$ (m) | $a_{QQ'}$ | $b_{QQ'}$ | $c_{QQ'}$ |
|-------|----------|-----------------------|-----------|-----------|-----------|
| 0,00 | 5 | 22,90 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 10,70 | 5,4 | 21,20 | 14,14 | 8,83 | -1,77 |
| 21,40 | 9,4 | 12,18 | 10,15 | 16,24 | -2,03 |
| 32,10 | 11,8 | 9,70 | 7,28 | 21,83 | 0,00 |
| 42,80 | 12,8 | 8,94 | 5,96 | 23,85 | 5,96 |
| 53,50 | 12,1 | 9,46 | 7,88 | 19,71 | 7,88 |
| 64,20 | 9,8 | 11,68 | 17,52 | 0,00 | 17,52 |
| 74,90 | 5,6 | 20,44 | 59,63 | -83,48 | 59,63 |

- Le tableau V.4 en $y=7\Delta y$ donne :

$$Q_R = 31,21.P_1 - 43,69.P_2 + 87,38.P_3$$

- Le tableau V.5 en $y=7\Delta y$ donne :

$$M_R = 759,69.P_1 + 818,12.P_2 + 1227,20.P_3$$

- La déformation de la console au point $y=0$ est obtenue par le principe des travaux virtuels :

$$\sum \frac{MM'}{J} \cdot \Delta y = 29008,83.P_1 + 37826,55.P_2 + 38517,26.P_3$$

$$2,8 \cdot \sum \frac{QQ'}{d} \cdot \Delta y = 259,70.P_1 + 136,44.P_2 + 160,69.P_3$$

$$74,9 \cdot \left[\frac{10,4 \cdot M_R}{d_b^2} + \frac{1,6 \cdot Q_R}{d_b} \right] = 19538,1.P_1 + 19386,6.P_2 + 32352,7.P_3$$

$$\left[\frac{1,6 \cdot M_R}{d_b} + 4 \cdot Q_R \right] = 341,9.P_1 + 190,1.P_2 + 438.P_3$$

→ $E_B \cdot \delta_{C1} = 49148,53.P_1 + 57539,69.P_2 + 71468,68.P_3$

➤ Déformation de la console au niveau de l'arc 2 ($y_2=2 \cdot \Delta y$) : δ_{C2}

Tableau V.12. Facteur pour $MM'(y)/\Delta y$ au point ($y=2 \cdot \Delta y$).

| Y(m) | J(y) (m ⁴) | $\Delta y^4/J(y)$ | $a_{MM'}$ | $b_{MM'}$ | $c_{MM'}$ |
|-------|------------------------|-------------------|-----------|-----------|-----------|
| 0,00 | 10,42 | 1 258,36 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 10,70 | 13,12 | 998,93 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 21,40 | 69,22 | 189,38 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 32,10 | 136,92 | 95,73 | 188,47 | 269,25 | -26,92 |
| 42,80 | 174,76 | 75,00 | 400,02 | 800,05 | 0,00 |
| 53,50 | 147,63 | 88,79 | 901,77 | 2 081,00 | 346,83 |
| 64,20 | 78,43 | 167,12 | 3 008,23 | 6 016,45 | 3 008,23 |
| 74,90 | 14,63 | 895,68 | 29 716,02 | 32 001,89 | 48 002,74 |

Tableau V.13. Facteur pour $QQ'(y)/\Delta y$ au point $(y=2.\Delta y)$.

| Y(m) | d(y) (m) | $\Delta y^2/d(y)$ (m) | $a_{QQ'}$ | $b_{QQ'}$ | $c_{QQ'}$ |
|-------|----------|-----------------------|-----------|-----------|-----------|
| 0,00 | 5 | 22,90 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 10,70 | 5,4 | 21,20 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 21,40 | 9,4 | 12,18 | 10,15 | 16,24 | -2,03 |
| 32,10 | 11,8 | 9,70 | 7,28 | 21,83 | 0,00 |
| 42,80 | 12,8 | 8,94 | 5,96 | 23,85 | 5,96 |
| 53,50 | 12,1 | 9,46 | 7,88 | 19,71 | 19,71 |
| 64,20 | 9,8 | 11,68 | 17,52 | 0,00 | 52,57 |
| 74,90 | 5,6 | 20,44 | 59,63 | -83,48 | 166,97 |

- Le tableau V.4 en $y=7\Delta y$ donne :

$$Q_R = 31,21.P_1 - 43,69.P_2 + 87,38.P_3$$

- Le tableau V.5 en $y=7\Delta y$ donne :

$$M_R = 759,69.P_1 + 818,12.P_2 + 1227,20.P_3$$

- La déformation de la console au point $y=0$ est obtenue par le principe des travaux virtuels :

$$\sum \frac{MM'}{J} . \Delta y = 19356,5.P_1 + 25167,7.P_2 + 27329,5.P_3$$

$$2,8 . \sum \frac{QQ'}{d} . \Delta y = 220,12.P_1 + 111,7.P_2 + 447,16.P_3$$

$$74,9 . \left[\frac{10,4.M_R}{d_b^2} + \frac{1,6.Q_R}{d_b} \right] = 19538,1.P_1 + 19386,6.P_2 + 32352,7.P_3$$

$$\left[\frac{1,6.M_R}{d_b} + 4.Q_R \right] = 341,9.P_1 + 190,1.P_2 + 438.P_3$$

→ $E_B . \delta_{C2} = 39456,62.P_1 + 44856,1.P_2 + 60567,36.P_3$

➤ Déformation de la console au niveau de l'arc 3 ($y_3=4.\Delta y$) : δ_{C3}

Tableau V.14. Facteur pour $MM'(y)/\Delta y$ au point ($y=4.\Delta y$).

| Y(m) | J(y) (m ⁴) | $\Delta y^4/J(y)$ | $a_{MM'}$ | $b_{MM'}$ | $c_{MM'}$ |
|-------|------------------------|-------------------|-----------|-----------|-----------|
| 0,00 | 10,42 | 1 258,36 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 10,70 | 13,12 | 998,93 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 21,40 | 69,22 | 189,38 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 32,10 | 136,92 | 95,73 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 42,80 | 174,76 | 75,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 53,50 | 147,63 | 88,79 | 300,59 | 693,67 | 115,61 |
| 64,20 | 78,43 | 167,12 | 1 504,11 | 3 008,23 | 1 504,11 |
| 74,90 | 14,63 | 895,68 | 17 829,65 | 19 201,11 | 28 801,63 |

Tableau V.15. Facteur pour $QQ'(y)/\Delta y$ au point ($y=4.\Delta y$).

| Y(m) | d(y) (m) | $\Delta y^2/d(y)$ (m) | $a_{QQ'}$ | $b_{QQ'}$ | $c_{QQ'}$ |
|-------|----------|-----------------------|-----------|-----------|-----------|
| 0,00 | 5 | 22,90 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 10,70 | 5,4 | 21,20 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 21,40 | 9,4 | 12,18 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 32,10 | 11,8 | 9,70 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 42,80 | 12,8 | 8,94 | 5,96 | 23,85 | 5,96 |
| 53,50 | 12,1 | 9,46 | 7,88 | 19,71 | 19,71 |
| 64,20 | 9,8 | 11,68 | 17,52 | 0,00 | 52,57 |
| 74,90 | 5,6 | 20,44 | 59,63 | -83,48 | 166,97 |

- Le tableau V.4 en $y=7\Delta y$ donne :

$$Q_R = 31,21.P_1 - 43,69.P_2 + 87,38.P_3$$

- Le tableau V.5 en $y=7\Delta y$ donne :

$$M_R = 759,69.P_1 + 818,12.P_2 + 1227,20.P_3$$

- La déformation de la console au point $y=0$ est obtenue par le principe des travaux virtuels :

$$\sum \frac{MM'}{J} . \Delta y = 10719,53.P_1 + 13302,45.P_2 + 16020,54.P_3$$

$$2,8. \sum \frac{QQ'}{d} . \Delta y = 171,32.P_1 + 5,11.P_2 + 452,84.P_3$$

$$74,9. \left[\frac{10,4.M_R}{d_b^2} + \frac{1,6.Q_R}{d_b} \right] = 19538,1.P_1 + 19386,6.P_2 + 32352,7.P_3$$

$$\left[\frac{1,6 \cdot M_R}{d_b} + 4 \cdot Q_R \right] = 341,9 \cdot P_1 + 190,1 \cdot P_2 + 438 \cdot P_3$$

$$\rightarrow E_{B, \delta_{C3}} = 30770,85 \cdot P_1 + 32884,26 \cdot P_2 + 49264,08 \cdot P_3$$

➤ **Détermination de la poussée de l'eau :**

La poussée de l'eau au niveau de chacun des trois arcs est donnée par :

$$P_1 + P_{A1} = P_E(1) = 0 [N/mm^2]$$

$$P_2 + P_{A2} = P_E(2) = 0,2207 [N/mm^2]$$

$$P_3 + P_{A3} = P_E(3) = 0,4554 [N/mm^2]$$

➤ **Résolution de système d'équations :**

- $65438,26 \cdot P_1 + 57539,69 \cdot P_2 + 71468,68 \cdot P_3 = 0$
- $39456,62 \cdot P_1 + 50827,94 \cdot P_2 + 60567,36 \cdot P_3 = 1317,99$
- $30770,85 \cdot P_1 + 32884,26 \cdot P_2 + 51662,64 \cdot P_3 = 1092,3$

Ce qui donne comme résultat :

$$P_1 = -0,0792 [N/mm^2]$$

$$P_2 = +0,0249 [N/mm^2]$$

$$P_3 = +0,0525 [N/mm^2]$$

➤ **Calcul des contraintes dans les arcs par la formule du tube :**

Les efforts et les contraintes moyennes dans les arcs peuvent se calculer rapidement par la formule de tube :

Tableau V.16. Calcul par la formule de tube les contraintes dans les arcs en tenant compte de la répartition des poussées arcs-console résultant de calcul d'ajustement.

| y (m) | d (m) | P _E (N/mm ²) | P (N/mm ²) | P _A (N/mm ²) | N _A (kN/m) | σ _{φA} (N/mm ²) |
|-------|-------|-------------------------------------|------------------------|-------------------------------------|-----------------------|--------------------------------------|
| 0 | 5 | 0,0000 | -0,0792 | 0,0792 | 15943 | 3,1886 |
| 10,7 | 5,4 | 0,1066 | -0,0175875 | 0,1242 | 21852 | 4,0466 |
| 21,4 | 9,4 | 0,2165 | 0,0249 | 0,1916 | 28825 | 3,0665 |
| 32,1 | 11,8 | 0,3297 | 0,0482625 | 0,2815 | 35228 | 2,9854 |
| 42,8 | 12,8 | 0,4468 | 0,0525 | 0,3943 | 39365 | 3,0754 |
| 53,5 | 12,1 | 0,5674 | 0,0376125 | 0,5298 | 39493 | 3,2639 |
| 64,2 | 9,8 | 0,6925 | 0,0036 | 0,6889 | 33914 | 3,4606 |
| 74,9 | 5,6 | 0,8198 | -0,0495375 | 0,8693 | 21038 | 3,7567 |

Tableau V.17. Calcul par la formule de tube les contraintes dans les arcs admis indépendants.

| n° arc | P (N/mm ²) | d (m) | R _{moy} (m) | R _e (m) | Pm (N/mm ²) | N (kN/m) | σ _φ (N/mm ²) |
|--------|------------------------|-------|----------------------|--------------------|-------------------------|----------|-------------------------------------|
| 0 | 0 | 5 | 201,3 | 203,8 | 0,0000 | 0 | 0,00 |
| 1 | 0,107 | 5,4 | 175,99 | 178,69 | 0,1086 | 1 912 | 3,54 |
| 2 | 0,214 | 9,4 | 150,45 | 155,15 | 0,2207 | 3 320 | 3,53 |
| 3 | 0,321 | 11,8 | 125,15 | 131,05 | 0,3361 | 4 207 | 3,57 |
| 4 | 0,428 | 12,8 | 99,84 | 106,24 | 0,4554 | 4 547 | 3,55 |
| 5 | 0,535 | 12,1 | 74,54 | 80,59 | 0,5784 | 4 312 | 3,56 |
| 6 | 0,642 | 9,8 | 49,23 | 54,13 | 0,7059 | 3 475 | 3,55 |
| 7 | 0,749 | 5,6 | 24,2 | 27 | 0,8357 | 2 022 | 3,61 |

➤ Calcul des contraintes moyenne dans les arcs en tenant compte de l'encastrement :

Tableau V.18. Contraintes dans les arcs à la clé et à la naissance.

| y (m) | dA (m) | N _{clé} (kN/m) | M _{clé} (kN/m) | σ _{clé,am} (N/mm ²) | σ _{clé,av} (N/mm ²) | N _{naiss} (kN/m) | M _{naiss} (kN/m) | σ _{naiss,av} (N/mm ²) | σ _{naiss,av} (N/mm ²) |
|-------|--------|-------------------------|-------------------------|--|--|---------------------------|---------------------------|--|--|
| 0 | 5 | 16 398 | 1 077 | 3,54 | 3,02 | 16175 | 154,746 | 3,27 | 3,20 |
| 10,7 | 5,4 | 22 155 | 1 932 | 4,50 | 3,71 | 22026,7 | -236,93 | 4,03 | 4,13 |
| 21,4 | 9,4 | 27 845 | 8 474 | 3,54 | 2,39 | 28420,4 | -13758 | 2,09 | 3,96 |
| 32,1 | 11,8 | 33 091 | 18 905 | 3,62 | 1,99 | 34283,8 | -32641 | 1,50 | 4,31 |
| 42,8 | 12,8 | 36 213 | 30 310 | 3,94 | 1,72 | 37935,3 | -47991 | 1,21 | 4,72 |
| 53,5 | 12,1 | 35 752 | 35 631 | 4,41 | 1,49 | 37769,4 | -50531 | 1,05 | 5,19 |
| 64,2 | 9,8 | 30 279 | 29 837 | 4,95 | 1,23 | 32219,5 | -37669 | 0,93 | 5,64 |
| 74,9 | 5,6 | 18 591 | 12 129 | 5,64 | 1,00 | 19888,3 | -13921 | 0,89 | 6,21 |

➤ Calcul des contraintes dans la console :

Les contraintes dans la console dues au seul poids propre sont récapitulées dans le tableau V.19. Par ailleurs, les contraintes dans la console dues à la poussée de l'eau seule, d'une part, et combiné avec le poids propre, d'autre part, figures dans le tableau V.20.

Tableau V.19. Contraintes dans la console sous l'effet du poids propre seul.

| y (m) | d (m) | e (m) | N_{pp} (kN/m) | e_R (m) | $\sigma_{pp,am}$ (N/mm ²) | $\sigma_{pp,av}$ (N/mm ²) |
|----------|----------|----------|--------------------|--------------|--|--|
| 0 | 5 | 0,6 | | | | |
| 10,7 | 5,4 | -0,2 | 18831 | -2,9 | -0,04 | 0,08 |
| 21,4 | 9,4 | -3,8 | 32196 | -0,9 | 0,01 | 0,04 |
| 32,1 | 11,8 | -6,2 | 40173 | 0,3 | 0,03 | 0,02 |
| 42,8 | 12,8 | -7,2 | 42732 | 0,8 | 0,05 | 0,02 |
| 53,5 | 12,1 | -6,5 | 39879 | 0,8 | 0,06 | 0,03 |
| 64,2 | 9,8 | -4,2 | 31606 | 0,45 | 0,08 | 0,05 |
| 74,9 | 5,6 | 0 | 18126 | -0,7 | 0,03 | 0,23 |

Tableau V.20. Contraintes dans la console sous l'effet du poids propre et la poussée de l'eau.

| y (m) | d (m) | Q_E (kN/m) | M_E (kN/m) | $\sigma_{E,am}$ (N/mm ²) | $\sigma_{E,av}$ (N/mm ²) | $\sigma_{E+pp,am}$ (N/mm ²) | $\sigma_{E+pp,av}$ (N/mm ²) |
|----------|----------|-----------------|-----------------|---|---|--|--|
| 0 | 5 | 0 | 0 | | | | |
| 10,7 | 5,4 | 421 | -5 016 | 0,0043 | 0,4179 | -0,0397 | 0,5016 |
| 21,4 | 9,4 | 7 724 | -29 519 | 0,0177 | 0,0195 | 0,0274 | 0,0553 |
| 32,1 | 11,8 | 26 782 | -104 634 | 0,0240 | 0,0047 | 0,0553 | 0,0277 |
| 42,8 | 12,8 | 60 282 | -284 075 | 0,0307 | 0,0017 | 0,0767 | 0,0226 |
| 53,5 | 12,1 | 108 718 | -644 141 | 0,0412 | 0,0007 | 0,1029 | 0,0274 |
| 64,2 | 9,8 | 170 396 | -1 283 721 | 0,0608 | 0,0003 | 0,1444 | 0,0478 |
| 74,9 | 5,6 | 241 432 | -2 324 290 | 0,1193 | 0,0001 | 0,1528 | 0,2342 |

Conclusion :

Après avoir effectué un calcul détaillé, on a comme résultats les contraintes maximales sur le parement aval du barrage qui sont < 7 Mpa, donc le dimensionnement préliminaire effectué est juste, et le barrage peut être considéré comme stable.

Introduction :

Dans l'analyse de la stabilité d'un barrage-poids, il convient de garder présent à l'esprit que la grande majorité des ruptures de barrage-poids recensées dans le monde s'est produite lors des crues. Ceci est facilement compréhensible car la poussée de l'eau variant comme le carré de la hauteur d'eau, tout dépassement du niveau de la crue de projet entraîne une diminution de stabilité de l'ouvrage, diminution qui est proportionnellement d'autant plus forte que le barrage est de faible hauteur. L'étude porte sur la capacité de résistance du plan de contact du barrage sur sa fondation, l'étude concerne également la stabilité interne des plots en dessinant dans l'ouvrage des plans de contact fictifs, généralement horizontaux, qui peuvent aussi coïncider des reprises de bétonnages. Des surfaces de rupture potentielles peuvent enfin être envisagées dans la fondation, notamment s'il des surfaces plus faibles.

VI.1 Actions

VI.1.1 Actions permanentes :

➤ Poids propre du barrage

Le poids du barrage est représenté par une force verticale appliquée au centre de gravité. La densité du béton varie entre 2,2 et 2,4.

VI.1.2 Actions variables :

➤ Poussée de l'eau

Le barrage est soumis à la poussée de l'eau, c'est-à-dire à une pression variant linéairement avec la profondeur. La pression exerce une force perpendiculaire au parement amont, sa résultante comporte une stabilisatrice vers le bas quand le parement est incliné. La densité d'une eau chargée en sédiment peut atteindre couramment 1.05 à 1.10. Le niveau d'eau à prendre en compte est celui des plus hautes eaux lors de la crue de projet.

➤ Sous pression sous la fondation

Il n'existe pas de matériaux totalement étanches, le corps du barrage et sa fondation sont sous l'effet de la différence de pression hydrostatique entre l'amont et l'aval soumis à des écoulements. Pour un massif de fondation parfaitement homogène, la théorie montre que la sous-pression varie linéairement de l'amont vers l'aval.

➤ Poussée des glaces

Cette action n'est à considérer sauf si l'environnement du barrage le justifie.

VI-1-3 Actions accidentelles :

➤ Séisme

L'étude simple d'un effet sismique utilise un modèle pseudo-statique. Aux effets extérieurs habituels on ajoute :

- Une force horizontale vers l'aval appliquée au centre de gravité du barrage et proportionnelle au poids ;
- Une force verticale vers le haut proportionnelle au poids et correspondant aux accélérations verticales ;
- Un supplément de poussée hydrostatique ;

VI.1.4 Autres efforts :

- Impact de corps flottants ;
- Précontraintes stabilisatrices ;
- Poids de l'eau déversant sur le parement aval, avec éventuellement une force centrifuge.

VI.2 Calcul de stabilité:

Les méthodes utilisées pour les barrages –poids consistent à considérer un plot de barrage comme un bloc indéformable soumis à des combinaisons des actions décrites ci-dessus. En analyse successivement la stabilité au glissement, la stabilité au renversement et la stabilité interne. On utilise bien entendu la géométrie réelle du barrage pour calculer les différents coefficients de sécurité. Les formules ci-après sont toutefois établies pour des hypothèses simplificatrices :

- Parement amont vertical ;
- Épaisseur en crête nulle ;
- Parement aval constant de fruit égal à m.

Trois cas de chargement sont considérés examinés :

- Conditions normales (retenue au niveau normale) ;
- Conditions exceptionnelles (avec une retenue au niveau des plus hautes eaux) ;
- Conditions extrêmes (séisme combiné avec une retenue normale .
- Les calculs sont effectués sans pondérations des sollicitations.

Tableau VI.1. Coefficients de sécurité. (PATRICK LE DELLIOU : Les barrages)

| | Conditions | | |
|--|------------|-----------------|------------|
| | normales | exceptionnelles | extrêmes |
| Glissement Inclinaison de la résultante | 1.33 | 1.1 | 1.05 |
| Glissement Résistance au cisaillement | 3 à 4 | 2 à 2.7 | 1.3 à 1 |
| Renversement | 1.5 | 1.25 | 1.1 |
| Contrainte de compression | 0.28 R_c | - | 0.35 R_c |

- Les vérifications pour ces critères de stabilité tiennent compte des sous pressions.

V-3 Calcul des différentes charges**V-3-1 Calcul des charges verticales****➤ Poids propre du barrage**

$$P_{pc} = \gamma_b \cdot S_{bc} \cdot b_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_b \cdot h_b^2 \cdot g \cdot m \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

 P_{pc} : Poids propre du corps du barrage (tf) γ_b : Poids volumique de béton (tf/m³) S_{pc} : Aire du profil de déversoir (m²) m : Fruit du talus = 0.85 h_b : Hauteur du barrage = 75m

AN :

$$P_{pc} = 56284.88 \text{ tf}$$

➤ Sous pression hydrostatique**• Conditions normales**

Pour ce calcul on considère que l'épure des sous pressions est triangulaire c'est-à-dire que les sous pressions varient linéairement entre l'amont et l'aval.

$$S_{p1} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot g \cdot m \cdot h_{NNR}^2 \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

 γ_w : Poids volumique de l'eau (tf/m³) = [1tf/m³]

AN :

$$S_{p1} = 20063,25 \text{ tf}$$

➤ Conditions exceptionnelles

$$S_{p1} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot g \cdot m \cdot h_{PHE}^2 \quad (\text{VI.3})$$

AN :

$$S_{p2} = 21685,5 \text{ tf}$$

➤ poids de la colonne d'eau amont**• Conditions normales**

$$P_{ph1}^{am} = \gamma_w \cdot S_{h^{am}} \cdot b_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h_{NNR}^2 \cdot g \cdot m = S_{p1} \quad (\text{VI.4})$$

Avec :

 b_p : Largeur du barrage = m.h

AN :

$$P_{ph1}^{am} = 20063,25 \text{ tf}$$

- **Conditions exceptionnelles**

$$P_{ph2}^{am} = \gamma_w \cdot Sh^{am} \cdot b_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h_{PHE}^2 \cdot g \cdot m = S_{p2} \quad (VI.5)$$

AN :

$$P_{ph2}^{am} = 21685,5 \text{ tf}$$

- **pois de la colonne d'eau aval**

$$P_{ph}^{av} = \gamma_w \cdot Sh^{av} \cdot b_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h_{av}^2 \cdot g \cdot m \quad (VI.6)$$

Avec :

h_{av} : Hauteur de la colonne d'eau aval = 23,71m

AN :

$$P_{ph}^{av} = 2343,80 \text{ tf}$$

VI.3.2 Calcul des charges horizontales :

- **Poussée hydrostatique à l'amont**

- **Conditions normales**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$P_{h1}^{am} = \frac{1}{2} \cdot g \cdot h_{NNR}^2 - g \cdot \gamma_w \quad (VI.7)$$

AN :

$$P_{h1}^{am} = 23594,02 \text{ tf}$$

- **Conditions exceptionnelles**

$$P_{h2}^{am} = \frac{1}{2} \cdot g \cdot h_{PHE}^2 - g \cdot \gamma_w \quad (VI.8)$$

AN :

$$P_{h2}^{am} = 25502,54 \text{ tf}$$

- **Poussée hydrostatique à l'aval**

$$P_h^{av} = \frac{1}{2} \cdot g \cdot h_{av}^2 - g \cdot \gamma_w \quad (VI.9)$$

AN :

$$P_h^{av} = 2747,61 \text{ tf}$$

- **Poussée des sédiments**

$$P_s = \frac{1}{1} \cdot g \cdot h_s^2 \cdot \gamma_s \quad (VI.10)$$

Avec :

h_s : hauteur des sédiments dans le barrage = NVM = 19,67 m

γ_s : poids volumique des sédiments = 0.7 tf

AN :

$$P_s = 1328,45 \text{ tf}$$

V 3-3 Calcul de la charge sismique

L'étude simple d'un effet sismique utilise un modèle pseudo-statique.

Aux effets extérieurs habituels, on ajoute :

➤ Une force horizontale vers l'aval

Appliquée au centre de gravité du corps du barrage et proportionnelle au poids, l'accélération de séisme α est de 0,2 g .

$$F_h = \alpha \cdot p_{pc} \quad (\text{VI.11})$$

Avec :

F_h : Force horizontale provoquée par le séisme

AN :

$$F_h = F_h = 11256,98 \text{ tf}$$

➤ Une verticale vers le haut

Proportionnelle au poids du barrage et correspondant aux accélérations verticales.

$$F_v = \alpha \cdot p_{pc} \quad (\text{VI.12})$$

Avec :

F_v : Force verticale provoquée par le séisme

AN :

$$F_v = 5628,49 \text{ tf}$$

➤ un supplément de poussée hydrostatique

L'effet de la mise en mouvement de l'eau de la retenue qui vient buter sur le barrage poids rigide a été étudié par plusieurs auteurs avec différentes hypothèses de géométrie, de déformabilité, la formule la plus simple est celle de Westergaad. Le supplément de poussée varie de façon parabolique depuis la surface de la retenue avec un coefficient de proportionnalité analogue à celui de la force horizontale.

$$\Delta P_{eau} = K_e \cdot C_e \cdot \alpha \cdot \rho_E \cdot \frac{2}{3} \cdot h_{am}^2 \quad (\text{VI.13}) \quad \text{Avec :}$$

ΔP_{eau} : Supplément de poussée hydrostatique

h_{am} : niveau NNR = 69,37 m

K_e : Coefficient dépend de l'inclinaison de parement amant (pour un parement vertical $K_e=1$)

α : l'accélération de séisme ($\alpha=0,2$ g).

ρ_E : la masse volumique de l'eau

C_e : coefficient de Westergaad il est donné par :

$$C_e = \frac{0,817}{\sqrt{1 - 7,75 \cdot \left(\frac{H}{1000}\right)^2}} \quad (\text{VI.14})$$

AN :

$$C_e = 0,854$$

$$\Delta P_{\text{eau}} = 547,95 \text{ tf}$$

- Les différentes charges sont représentées sur la figure VI.1 :

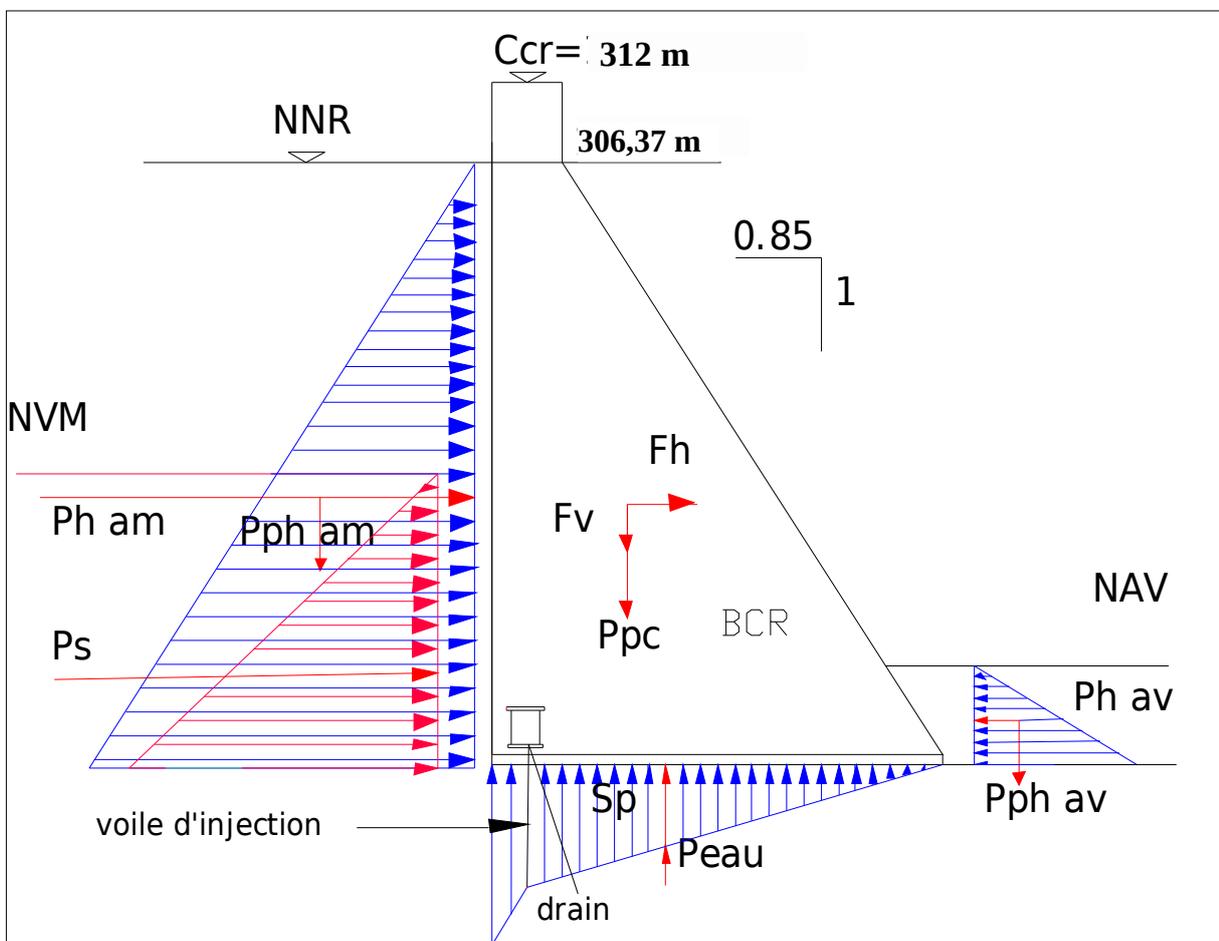


Figure VI.1. Représentation des différentes charges appliquées sur le barrage.

VI.4 Stabilité au Glissement:

Le phénomène à étudier correspond à un glissement du bloc supposé monolithique et indéformable sur la base [AB], Sous l'action des forces verticales et horizontales.

La stabilité au glissement est régie par la formule suivante :

$$\frac{\sum F_v \cdot \text{tg } \phi + C_s}{\sum F_H} > K_{adm} \quad (\text{VI.15})$$

Avec :

F_v : somme des charges verticales ;

F_H : somme des forces horizontales ;

ϕ : Angle de frottement pris généralement = 45° ;

K_{adm} : Coefficient de sécurité = 1,33 ;

C_s : Cohésion = 0.5 MPa.

VI.4.1 Conditions normales

$$\sum F_v = P_{PC} - S_P + P_{ph}^{am} + P_{ph}^{av} \quad (\text{VI.16})$$

$$\sum F_H = P_h^{am} + P_s - P_h^{av} \quad (\text{VI.17})$$

AN :

$$\sum F_v = 40571,68 \text{ tf}$$

$$\sum F_H = 22174,86 \text{ tf}$$

$$\frac{\sum F_v \cdot \text{tg } \phi + C_s}{\sum F_H} = 1,83 > 1,33 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ La stabilité au glissement dans les condition normale de la retenue est vérifiée.

VI.4.2 Conditions exceptionnelles

$$\sum F_v = 53537,27 \text{ tf}$$

$$\sum F_H = 24083,38 \text{ tf}$$

$$\frac{\sum F_v \cdot \text{tg } \phi + C_s}{\sum F_H} = 2,22 > 1,33 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ La stabilité au glissement dans les conditions exceptionnelles de la retenue est vérifiée.

V.4.3 Conditions extrêmes (cas d'un séisme)

$$\sum F_v = P_{pc} - S_p + P_{ph}^{am} + P_{ph}^{av} + F_v - \Delta P_{eau} \quad (\text{VI.18})$$

$$\sum F_H = P_h^{am} + P_s - P_h^{av} + F_h \quad (\text{VI.19})$$

AN :

$$\sum F_v = 58617,72 \text{ tf}$$

$$\sum F_H = 35340,36 \text{ tf}$$

$$\frac{\sum F_v \cdot \text{tg } \phi + C_s}{\sum F_H} = 1,66 > 1,33 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ La stabilité au glissement dans les conditions extrêmes de la retenue est vérifiée.

V.5 Stabilité au renversement:

On étudie la possibilité de basculement par Rapport au pied aval du barrage. Le coefficient de stabilité au renversement est défini comme le rapport du moment, par rapport au pied aval, des forces stabilisatrices MS sur le moment des forces motrices MR. les moments sont exprimés en valeurs absolues.

$$\frac{MS}{MR} \geq K_{adm} \quad (\text{VI.20})$$

Avec :

MS : moment des forces stabilisatrices.

MR : moment des forces motrices ou renversantes.

K_{adm} : coefficient de sécurité au renversement. ($K_{adm}=1,5$)

Les bras de levier sont calculés par rapport au point B au pied aval du barrage.

VI.5.1 Conditions normales

$$MS = P_{pc} \cdot \frac{2}{3} \cdot m \cdot h + p_h^{av} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{h_{av}}{m} \quad (\text{VI.21})$$

$$MR = P_h \cdot \frac{1}{3} \cdot m \cdot h + S_p \cdot \frac{2}{3} \cdot m \cdot h + P_s \cdot \frac{2}{3} \cdot h_s \quad (\text{VI.22})$$

AN :

$$MS = 2256125,36 \text{ tf} \cdot m$$

$$MR = 1200439,91 \text{ tf} \cdot m$$

$$\frac{MS}{MR} = 1,88 > 1,5 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- La Stabilité au renversement dans les conditions normales de la retenue est vérifiée.

V-5-2 Conditions exceptionnelles

$$MS = 2256125,36 \text{ tf} \cdot m$$

$$MR = 1424782,32 \text{ tf} \cdot m$$

$$\frac{MS}{MR} = 1,58 > 1,5$$

VI.5.2 Conditions extrêmes (cas d'un séisme)

$$MS = P_{pc} \cdot \frac{2}{3} \cdot m \cdot h + p_h^{av} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{h_{av}}{m} + F_v \cdot \frac{2}{3} \cdot m \cdot h$$

$$MR = P_h \cdot \frac{1}{3} \cdot m \cdot h + (Sp + \Delta p_{eau}) \cdot \frac{2}{3} \cdot m \cdot h + P_s \cdot \frac{2}{3} \cdot h_s + F_h \cdot \frac{1}{3} \cdot m \cdot h$$

AN :

$$MS = 2482961,01 \text{ tf} \cdot m$$

$$MR = 1676370,36 \text{ tf} \cdot m$$

$$\frac{MS}{MR} = 1,48 > 1,1 \quad \text{Condition vérifiées}$$

- La stabilité au renversement dans des conditions extrêmes (présence d'un séisme) est vérifiée.

Conclusion

D'après les calculs effectués ci-dessus, on constate que la stabilité du barrage au glissement, renversement est assurée dans les différentes conditions.

VI.6 Calcul de Résistance

L'étude de contrainte régnant dans un barrage n'est envisageable qu'avec des méthodes numériques. Ce n'est qu'avec une géométrie simplifiée que les calculs sont partiellement faisables.

VI.6.1 Méthode de la résistance des matériaux :

On considère une section horizontale du barrage. Cette section est soumise à un effort normal de compression N et un moment fléchissant Mg par rapport au milieu de la section. Le moment Mg est compté positivement s'il tend à comprimer le point aval de la section. Mg est lié au moment Ma exprime par rapport au point aval par la relation :

$$Mg = Ma + \frac{e * N}{2} \quad (\text{VI.23})$$

Avec :

e : longueur amont-aval de la section (m).

Cette formule suppose Ma positif dans le sens d'un basculement amont-aval.

En étudiant une tranche de 1 m, les formules classiques de la résistance des matériaux donnent pour les contraintes verticales :

$$\sigma_z (\text{amont}) = \frac{N}{e} - \frac{e * N}{2} \quad (\text{VI.24})$$

$$\sigma_z (\text{aval}) = \frac{N}{e} + \frac{6 Mg}{e^2} \quad (\text{VI.25})$$

Avec le profil triangulaire simple et une hauteur Z à partir de l'amont, on a :

$$e = mZ$$

$$N = \frac{m \gamma b g Z^2}{2}$$

$$Mg = \frac{Ne}{6} + \frac{\gamma w g Z^3}{6}$$

$$\sigma_z (\text{amont}) = \left(\gamma b - \frac{\delta}{m^2} \right) gZ$$

$$\sigma_z (\text{aval}) = \frac{\gamma b g Z}{m^2}$$

A.N :

$$e = 63,75 \text{ m}$$

$$N = 56284,88 \text{ KN}$$

$$Mg = 690713,11 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_z (\text{amont}) = 747,46 \text{ Kpa}$$

$$\sigma_z (\text{aval}) = 2444,01 \text{ Kpa}$$

VI.6.2 Vérification de la condition de Maurice Levy:

A la suite de la rupture du barrage Bouzey (France), M. Levy s'intéresse aux conditions de propagation des fissures depuis le parement amont. Il fait remarquer que la condition σ_z (**amont**) ≥ 0 n'est pas suffisante. Dès l'apparition d'une fissure quelle qu'en soit l'origine (effet thermique, retrait ...), la pression hydrostatique s'applique sur ses deux lèvres, ce qui diminue la valeur de σ_z Et permet à la fissure de se propager encore plus à l'aval.

Alors M. Levy propose le critère de stabilité suivant :

$$\sigma_z (\text{amont}) \geq \text{Pression hydrostatique amont}$$

Cette condition, assure que la fissure se referme pour un profil triangulaire, rempli jusqu'au sommet, elle s'écrit :

$$\left(\gamma b - \frac{\gamma w}{m^2} \right) gZ \geq \delta g z \quad (\text{VI.26})$$

Soit encore :

$$\mathbf{m} \geq \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w}} = \mathbf{0.85}$$

Avec cette forme, la condition de M. Levy est très pénalisante. Elle est de fait strictement respectée par très peu de barrage.

On se contente généralement de vérifier que le taux de satisfaction de la condition de M. Levy n'est pas trop faible :

$$r = \frac{\sigma_z}{\text{pression hydro amont}} = \frac{\gamma_b}{\gamma_w} - \frac{1}{m^2} \quad (\text{VI.27})$$

AN:

$$r = \frac{2.4}{1} - \frac{1}{0.85^2} = 1,02$$

Conclusion

Le calcul de contraintes permet, pour les barrages importants dans les quels le gain économique n'est pas annulé par la complication du chantier, de déterminer la résistance minimale du béton et donc de moduler les dosages en ciment. En plus des critères suivants :

- Non-écrasement du matériau. Pour le béton on imposait de ne pas dépasser 28 % de la résistance à la compression à 90 jours ;
- Non mise en traction du parement amont.

Introduction

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir les travaux d'exécution dans des meilleures conditions que possible. Elle consiste aussi à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Une reconnaissance meilleure du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché. Donc une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne soit pas onéreux.

Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quelques que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée.
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopte une mécanisation de plus en plus poussée.
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient.
- Une économie : synchronisation et réduction des travaux.

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

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.

VII-1-1 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.

VII-1-2 Le maître d'œuvre

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

VII-1-3 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.

Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier se résume par la figure (VII.1)

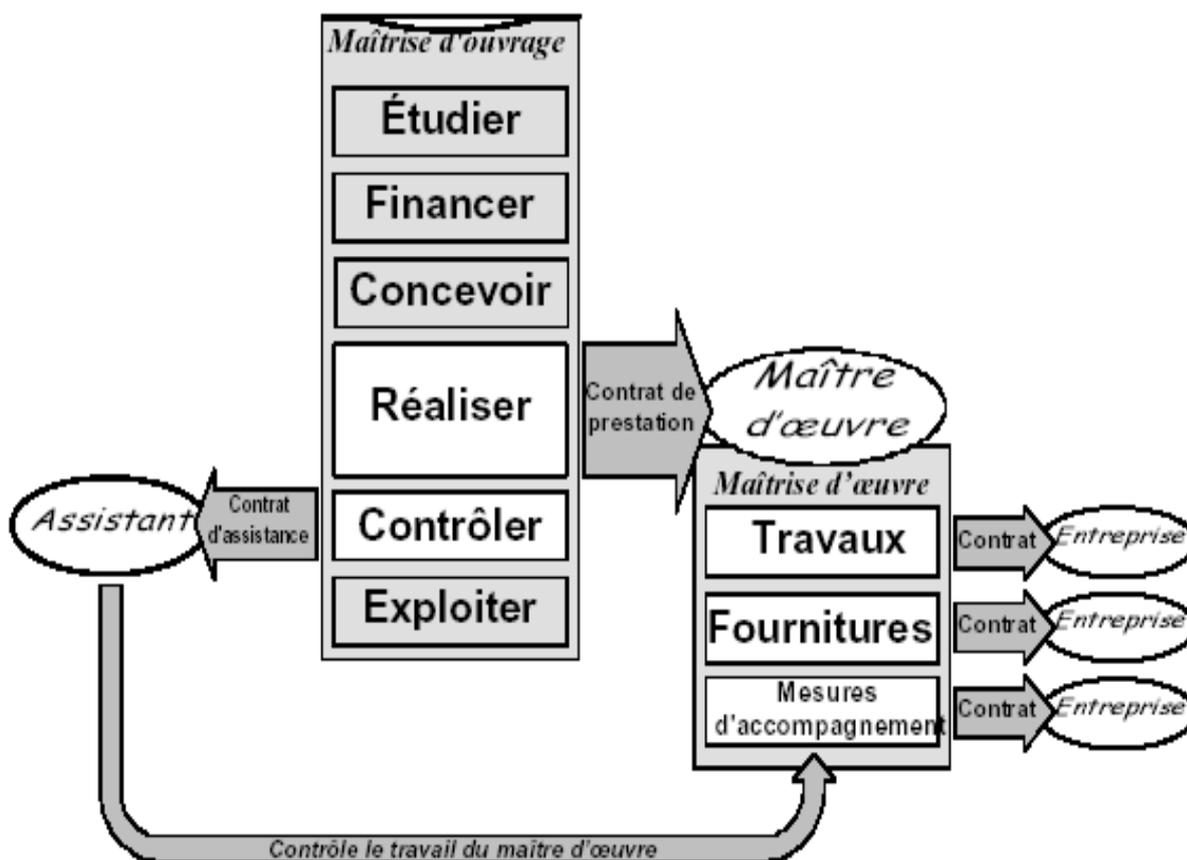


Figure VII-1 Relation entre les personnes du chantier.

VII-2 Installations du chantier :**VII-2-1 Installations destinées au personnel**

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VII-2-2 Installations destinées au stockage des matériaux :

- **Agrégats**

Les agrégats destinés à la fabrication du béton (sable, graviers) doivent être contrôlés à leur réception ; il convient de vérifier la granulométrie en prélevant des échantillons.

Tableau VII-1 Pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats

| Matière indésirable | % maximum du poids du plus gros granulats |
|----------------------|---|
| Argile, limon, vases | 1% |
| Charbon, bois | 1% |
| Matériaux tendres | 8% |

Les différents sables et les graviers seront stockés en tas mélange. Vu que leurs densités sont différentes un mélange risque de fausser la pesée. La méthode de stockage sera en étoile, la teneur en eau des agrégats doit être contrôlée avant utilisation vue que le degré hydrométrique de l'air est variable ainsi que les éventuelles précipitations.

- **Le Ciment et les aciers**

Le ciment sera livré en vrac et stocké dans des silos. A sa réception il est nécessaire de procéder à un contrôle de température et à certaines analyses de laboratoire (résistance, le temps de prise, et les aciers). on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

- **L'eau de gâchage**

L'eau destiné au gâchage du béton doit satisfaire les normes internationales en :

Matières organiques : 0.1 (g/l)
 Matières en suspension : 0.2 (g/l)
 Sels dissout : 1.5 (g/l)
 Sulfates : 1.0 (g/l)
 Acide humique : 0.05 (g/l)
 Acide sulfhydrique : 0.05 (g/l)
 Chlorures : 0.1 (g/l)

Ces éléments indésirables risquent de provoquer de fausses prises ou encore altérer le ciment ou attaquer les aciers.

- **Le Béton**

Le béton est matériau artificiel dont on fait la plus grande consommation de nos jours en travaux publics et de bétonnage en général.

Le béton employé devra avoir une résistance à la compression à 28 jours de 180 bars, il se compose de sable, graviers, d'un liant hydraulique (ciment ou autres) et d'eau.

- **L'énergie électrique**

L'alimentation en énergie électrique sera faite par un groupe électrogène, ne justifier pas l'alimentation à partir d'un réseau de moyenne tension (SONELGAZ).

- **L'alimentation en eau potable**

L'alimentation en eau potable sera assurée par un réservoir de stockage dont le volume sera réalimenté quotidiennement.

- **L'alimentation en carburant**

L'alimentation sera assurée par des camions citernes, le stockage sera fait dans des réservoirs enterrés avec un accessoire de pompage.

VII-2-3 Installations destinées à la réparation des engins

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII-2-4 Installations pour la préfabrication

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes.

VII-3 Les moyens de chantier

VII-3-1 Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétant pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

VII-3-2 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 affecter au chantier ainsi que leur mode d'intervention suivant le phasage des travaux.

VII-3-2-1 Le matériel de terrassement

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblaiement – enrochement ...).

1. Le bulldozer.
2. Pelle mécanique.
3. Chargeur à pneu ou à chenilles.
4. Décapeuse.
5. Niveleuse et les camions.

VII-3-2-2 Le matériel lié au type de barrage

a) Le matériel de compactage

Le compactage des remblais fait appel à des engins spécialisés dont les plus courants se récapitulent comme suit :

1. Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de la quasi-totalité des sols.
2. Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
3. Les compacteurs à pied dameurs : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

b) Le matériel de bétonnage

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la préparation du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur – tunnel de dérivation ...).

VII-3-2-3 Le matériel spécifique

On utilise comme matériel :

1. Les engins de forage et d'injection.
2. Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

VII-4 Terrassement au niveau des installations de chantier

a)- Exécution des voies d'accès

La desserte est composée de 2 pistes, la première mène vers la carrière et la deuxième vers le site des matériaux fins, se sont des pistes non revêtues.

b)- Détermination des engins nécessaires

Pour l'exécution des voies d'accès il y a lieu de se disposer d'un chargeur au de la carrière d'alluvions dont le rendement est :

$$R = \frac{60.G.K_r.K_t}{T.K_f}$$

Où : G : capacité du godet. (m³/h)

K_r : coefficient de remplissage de godet.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

K_f : coefficient de foisonnement.

Pour le transport de ces matériaux on a besoin de camions benne dont le rendement est :

$$R_c = \frac{60.G.K_t}{T}$$

Où : G : capacité de la benne du camion (m³/h).

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Il est à signaler, qu'avant l'exécution des voies d'accès il est nécessaire de procéder à leur préparation au moyen d'un bulldozer avec un rendement important.

VII-5 Dérivation provisoire

Il est évident qu'il est plus avantageux de donner à la galerie de vidange les dimensions voulues pour servir de la galerie de dérivation.

Le calcul doit se faire dans cette optique, ce qui conduira inévitablement à envisager les deux alternatives ci-après :

- Dérivation en une étape au moyen d'une galerie ;
- Dérivation en deux étapes avec canal à ciel ouvert et galerie

Sa réalisation comporte deux étapes :

- ✓ Excavation en terrain rocheux avec explosifs
- ✓ Coffrage et bétonnage de la galerie

VII-6 Réalisation de la digue

L'exécution du barrage nécessitera plusieurs opérations en site :

- ✓ Excavation en terrain meuble
- ✓ Excavation en terrain rocheux sans explosifs
- ✓ Béton BCR pour le barrage
- ✓ Béton armé pour la parement amont
- ✓ Coffrage lisse pour parement amont et aval

Pour l'excavation des matériaux on pourra utiliser une pelle hydraulique en butte, dont la capacité est estimée en fonction du volume des matériaux nécessaires.

Compte tenu de l'importance du volume à extraire, il est plus rationnel de deviser la carrière en bandes, afin de faciliter son exploitation au fur et à mesure des besoins du chantier.

a) Définitions des engins nécessaires

- Pelle brute
- Camion benne
- Bulldozer.

b) Enrochement de protection des parements

Les matériaux pour l'enrochement de protection (rip-rap) des parements consisteront en fragments de roche dure, dense, saine et stable à l'air libre et à l'eau.

Les enrochements sont simplement déversés des camions et régalez ensuite à l'aide d'une pelle mécanique de manière à assurer un bon arrangement des blocs.

VII-7 Exécution de l'évacuateur de crue

La réalisation de l'évacuateur de crue passera par plusieurs étapes :

- ✓ Excavation en terrain meuble
- ✓ Excavation en terrain rocheux sans explosifs
- ✓ Coffrage lisse
- ✓ Béton arme pour déversoir et coursier

VII-8 Exécution des travaux de bétonnage

Les travaux de bétonnage représentent généralement un élément très important lors de l'exécution du barrage, car la plupart des ouvrages nécessitent des quantités énormes de ce matériau. Il est donc nécessaire de définir sa composition et ceci selon sa destination et selon l'importance de l'ouvrage projeté en respectant les données du projecteur.

VII-9 Exécution de la vidange de fond :

- ✓ Béton armé pour ouvrage de tête et autre
- ✓ Galerie horizontale pour la vidange
- ✓ Ventilation 1000 mm
- ✓ Batardeau et vanne glissante de garde
- ✓ Vanne glissante de sécurité
- ✓ Grille d'entrée

VII-10 Travaux des injections

Les travaux des injections ont pour but de créer un rideau étanche dans la fondation. Ce rideau est formé de lignes de trous dans lesquels on envoie un coulis (ciment+eau et parfois de la bentonite), en sous pression pour boucher les chemins par où l'eau passe.

Les forages seront exécutés avec des appareils à rotation. Après la réalisation de ces forages il sera procédé à un essai pour l'évaluation de la perméabilité de la zone à injecter. Une canalisation d'amener du coulis est mise en place dans le trou, le coulis mis en pression par une pompe pénètre dans les fissures. Un obturateur l'empêche de remonter entre la canalisation d'amener et les parois du forage.

VII-11 Le devis estimatif

Le devis estimatif et quantitatif est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VII-2 : Devis estimatif de projet

| Désignation des travaux | Montants (DA) |
|--|-------------------------|
| Déboisage | 935 000 000 |
| Routes d'accès | 676 000 000 |
| Installation de chantier | 143 100 000 |
| Excavation | 1 470 040 000 |
| Digue | 1 949 333 160 |
| Vidange de fond et de demi-fond | 156 900 000 |
| Forage et injection d'étanchéité | 64 960 000 |
| Forage pour voile de drainage | 27 930 000 |
| Etanchéité et drainage du parement amont | 90 080 000 |
| Bassin d'amortissement et risberme | 201 278 176 |
| Dérivation provisoire | 395 680 000 |
| Batardeaux amont et aval | 152 000 000 |
| Matériels d'auscultation | 25 210 000 |
| Bâtiment de commande | 8 710 000 |
| Equipements hydromécanique et mécanique | 354 200 000 |
| | TOTAL 1 |
| | 6 650 421 336 |
| | Ingénierie (10%) |
| | 665 042 133,6 |
| | TOTAL FINAL |
| | 7 315 463 469 |

VII-12 Planification

VII-12-1 Définition

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

VII-12-2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

VII-12-2-1 Méthodes basées sur le réseau

Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- Réseau à flèches
- Réseau à nœuds

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.

- Construction des graphes partiels ;
- Regroupement des graphes partiels ;
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
- Construction du réseau ;

VII-12-2-2 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VII-12-2-2-1 Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

a) 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.

b) 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.

c) Relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation, l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VII-12-2-2-2 Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

| | |
|-------------|-------------|
| DCP | TR |
| DFP | DCPP |
| DFPP | MT |

Avec :

TR : Temps de réalisation ;

DCP : Date de commencement au plus tôt ;

DCPP : Date de commencement au plus tard ;

DFP : Date de finition au plus tôt ;

DFPP : Date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

VII-12-2-2-3 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 :

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:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

VII-12-2-2-4 Les plannings

Il existe trois types de plan de travail

a) Plan de travail au plus tôt

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

b) Plan de travail au plus tard : (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

c) Plan de travail intermédiaire

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VII-12-2-2-5 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

Le déroulement du travail dans un ordre correcte c'est-à-dire une bonne succession des opérations ; le respect des délais de réalisation pour chaque opération faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservi par du personnel qualifié, bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de

transport, la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VII-12-2-2-6 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII-7 : symboles des opérations et leurs durées

| Opération | Désignation | Temps de réalisation (mois) |
|--|-------------|-----------------------------|
| Installations et accès | A | 7 |
| Excavations à ciel ouvert rive droite | B | 4 |
| Excavations à ciel ouvert rive gauche | C | 3 |
| Excavations à ciel ouvert lit d'oued | D | 2 |
| Excavations Galerie souterraines | E | 4 |
| Bétonnage Galerie souterraines | F | 3 |
| Pré-batardeau | G | 1 |
| Dérivation Provisoire | H | 4 |
| Batardeau amont | I | 3 |
| Batardeau aval | J | 2 |
| Construction de la digue arqué | K | 22 |
| Construction de bassin de dissipation | L | 4 |
| Construction du déversoir et le coursier | M | 3 |
| Vidange de demi-fond | N | 4 |
| Vidange de fond | O | 2 |
| Injections et drainage | P | 1 |
| L'équipement hydromécanique | Q | 1 |
| Travaux divers et de finition | R | 1 |

VII-12-2-3 Détermination des chemins critiques par la méthode du tableau :

Tableau VII-8 Résultats de calcul pour la méthode du tableau

| Opérations | | T _R (mois) | D.P | | D.F.P | | MT |
|------------|---|-----------------------|-------|-------|---------|---------|----|
| | | | D.C.P | D.F.P | D.C.P.P | D.F.P.P | |
| 1-2 | A | 7 | 0 | 7 | 0 | 7 | 0 |
| 2-3 | B | 4 | 7 | 11 | 6 | 10 | 1 |
| 2-4 | C | 3 | 7 | 10 | 7 | 10 | 0 |
| 4-3 | | 0 | 10 | 10 | 10 | 10 | 0 |
| 2-5 | D | 2 | 7 | 9 | 10 | 12 | 3 |
| 3-6 | G | 5 | 10 | 15 | 10 | 15 | 0 |
| 5-7 | E | 3 | 9 | 12 | 12 | 15 | 3 |
| 6-8 | H | 1 | 15 | 16 | 15 | 16 | 0 |
| 7-9 | F | 4 | 12 | 16 | 15 | 19 | 3 |
| 8-9 | I | 3 | 16 | 19 | 16 | 19 | 0 |
| 8-10 | J | 2 | 16 | 18 | 17 | 19 | 1 |
| 10-9 | | 0 | 18 | 18 | 19 | 19 | 1 |
| 9-11 | K | 22 | 19 | 41 | 19 | 41 | 0 |
| 11-12 | L | 4 | 41 | 45 | 41 | 45 | 0 |
| 11-13 | M | 3 | 41 | 44 | 41 | 44 | 0 |
| 11-14 | N | 4 | 41 | 45 | 41 | 45 | 0 |
| 13-12 | | 0 | 44 | 44 | 44 | 44 | 0 |
| 12-16 | O | 2 | 45 | 47 | 44 | 46 | 1 |
| 14-15 | P | 1 | 45 | 46 | 45 | 46 | 0 |
| 15-16 | Q | 1 | 46 | 47 | 46 | 47 | 0 |
| 16-17 | R | 1 | 47 | 48 | 47 | 48 | 0 |

A partir du tableau, la DTP est de 48 mois.

CONCLUSION

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens. Suite à l'étude, on peut conclure que les travaux de construction de ce projet se dérouleront sur une période de 48 mois et cela pour un coût total estimatif de 7.65 milliards de dinar.

Conclusion générale

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons essayé de traiter l'étude des variantes du barrage de Tabellout. Bien qu'elle soit menée à son terme, elle est loin d'avoir été sans difficultés car elle nous a montré que la réalisation d'un barrage est une tâche complexe, du fait qu'il se trouve dans un point de rencontre de plusieurs spécialités telles que la géologie, hydrologie, mécanique des sols ...etc.

Cette étude nous a permis de ressortir les conclusions suivantes :

- ✓ Le choix du type du barrage s'est porté sur un barrage voûte et un barrage en BCR (Béton Compacté au rouleau) type remblai dur suite à une analyse comparative entre ces deux derniers.
- ✓ La hauteur du barrage est 75 m à partir de la fondation.
- ✓ La côte de la retenue normale est fixée à 306,37 m NGA, pour une capacité totale de 166,19 Mm³ dont 22,04 Mm³ sont destinés pour volume mort.
- ✓ La côte des plus hautes eaux correspond à la crue de projet millénaire (3880 m³/s) elle est au niveau 3309,12 m NGA.
- ✓ La côte de crête est fixée à 2,7m au-dessus de la côte des plus hautes eaux avec une largeur de 12 m.
- ✓ L'évacuateur de crue est construit au milieu du parement aval du barrage en forme d'escalier avec une largeur de 50 m.

Références bibliographiques :

B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004.

B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.

G. REMENIERAS « Hydrologie de l'ingénieur » édition Eyrolles 1986.

CIGB : Choix de la crue de projet ; méthodes actuelles. Bulletin 82. 1984.

B. TOUAIBIA : Polycope de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH Blida. Janvier 2001.

GERARD DEGOUTTE : Petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemagref. France. 1977.

PATRICK LE DELLIOU : Les barrages : conception et maintenance, nouvelle édition, ENTPE collection, Presses universitaires de LYON, France 2007

PROJET NATIONAL BaCaRa 1988-1996 : Le béton compacté au rouleau, Les barrages en BCR, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. France 1996.

ANTON J. SCHLEISS et HENRI POUGATSCH : Les barrages : du projet à la mise en service, presse polytechnique et universitaire romandes, 2001. EPFL, Rolex Learning Center, CP119, CH-1015 Lausanne.

Annexe 1

Tableau.1. Récapitulatif des résultats des essais physique et mécanique des sondages de fondation.

| Ech N° | Sondage N° | Profondeur (m) | Densité | | Résistance à la Comp sec Rc (bars) | Résistance à la Comp Saturée Rc (bars) | Résistance à la tract sec Rc (bars) | Résistance à la tract saturée Rt (bars) |
|--------|------------|----------------|--------------------------------|-------------------------------------|------------------------------------|--|-------------------------------------|---|
| | | | γ_h (t/m ³) | γ_σ (t/m ³) | | | | |
| | - | - | | | | | | |
| 1 | SC 2001-01 | 22,75 - 23,10 | 3.039 | 3.075 | 582.00 | - | 88.00 | - |
| 2 | SC 2001-01 | 26,50 - 26,87 | 2.857 | - | - | 441.00 | - | 96.00 |
| 3 | SC 2001-01 | 38,00 - 38,36 | 2.817 | 3.020 | 617.00 | - | 91.00 | - |
| 4 | SC 2001-01 | 40,67 - 41,00 | 2.885 | - | - | 353.00 | - | 69.00 |
| 5 | SC 2001-01 | 46,40 - 46,80 | 2.743 | - | 212.00 | - | 31.00 | - |
| 1 | SC 2001-02 | 10,30 - 10,57 | 2.949 | 2.966 | 423.00 | - | - | - |
| 2 | SC 2001-02 | 19,05 - 19,35 | 2.995 | - | 670.00 | - | - | - |
| 3 | SC 2001-02 | 25,37 - 25,64 | 2.920 | 2.947 | - | 176.00 | - | - |
| 4 | SC 2001-02 | 43,04 - 43,50 | 2.876 | - | 1299.00 | 846.00 | 158.00 | - |
| 5 | SC 2001-02 | 66,70 - 67,10 | 2.923 | - | 2266.00 | 604.00 | - | - |
| 1 | SC 2001-03 | 14,19 - 14,45 | 2.945 | - | 882.00 | - | - | - |
| 2 | SC 2001-03 | 16,80 - 17,12 | 2.935 | 3.072 | - | - | - | 126.00 |
| 3 | SC 2001-03 | 28,43 - 28,85 | 2.982 | - | 1235.00 | 917.00 | - | - |
| 4 | SC 2001-03 | 36,90 - 37,43 | 2.968 | - | 529.00 | - | 75.00 | - |
| 5 | SC 2001-03 | 43,65 - 44,00 | 2.898 | - | 1023.00 | - | 110.00 | - |
| 6 | SC 2001-03 | 46,00 - 46,30 | 2.987 | 3.103 | - | 423.00 | - | - |
| 1 | SC 2001-04 | 08,00 - 08,45 | 2.952 | - | 6.170 | - | ????0.97 | - |
| 2 | SC 2001-04 | 10,50 - 10,82 | 2.983 | - | - | 1058.00 | - | - |
| 3 | SC 2001-04 | 16,90 - 17,50 | 2.931 | 3.011 | 441.00 | 317.00 | ????0.97 | - |
| 4 | SC 2001-04 | 30,50 - 30,90 | 2.989 | 2.980 | 441.00 | - | ????0.97 | - |
| 5 | SC 2001-04 | 38,40 - 38,85 | 3.017 | - | 543.00 | 452.00 | 158.00 | - |
| 6 | SC 2001-04 | 45,06 - 45,40 | 2.896 | - | 754.00 | - | 158.00 | - |
| 7 | SC 2001-04 | 47,55 - 47,90 | 2.974 | - | - | 543.00 | - | ????0.98 |
| 1 | SC 2001-05 | 07,95 - 08,35 | 2.919 | 2.845 | 265.00 | - | ????0.5 | - |
| 2 | SC 2001-05 | 13,81 - 14,13 | 2.767 | - | - | 247.00 | - | 60.00 |
| 3 | SC 2001-05 | 31,65 - 32,10 | 2.659 | - | 670.00 | 529.00 | - | - |
| 4 | SC 2001-05 | 37,20 - 37,45 | 2.764 | - | 176.00 | - | - | - |
| 5 | SC 2001-05 | 43,00 - 43,35 | 2.783 | - | - | 335.00 | - | 68.00 |
| 6 | SC 2001-05 | 46,62 - 47,05 | 2.772 | 2.821 | 529.00 | 476.00 | - | - |
| 1 | SC 2001-06 | 12,60 - 12,94 | 2.680 | - | 529.00 | - | 83.00 | - |
| 2 | SC 2001-06 | 17,07 - 17,43 | 2.828 | - | - | 317.00 | - | 22.00 |
| 3 | SC 2001-06 | 19,70 - 20,10 | 2.861 | - | 388.00 | - | 60.00 | - |
| 4 | SC 2001-06 | 29,00 - 29,44 | 2.815 | - | 705.00 | 317.00 | - | - |
| 5 | SC 2001-06 | 42,55 - 43,13 | 2.876 | - | 176.00 | 212.00 | - | 75.00 |
| 6 | SC 2001-06 | 60,00 - 60,35 | 2.802 | 2.988 | 242.00 | - | 38.00 | - |
| 1 | SC 2001-07 | 18,50 - 19,00 | 2.973 | 2.990 | 353.00 | 75.00 | - | - |
| 2 | SC 2001-07 | 21,00 - 21,40 | 2.920 | - | - | - | 84.00 | - |

| | | | | | | | | |
|---|------------|---------------|-------|-------|--------|---------|--------|--------|
| 3 | SC 2001-07 | 30,02 - 38,50 | 2.782 | - | 494.00 | 110.00 | - | |
| 4 | SC 2001-07 | 63,30 - 63,72 | 2.902 | 3.010 | 695.00 | 159.00 | - | |
| 5 | SC 2001-07 | 74,88 - 75,35 | 2.891 | - | 680.00 | - | 90.00 | |
| 1 | SC 2001-09 | 17,90 - 18,30 | 2.943 | 2.828 | 483.00 | - | 196.00 | - |
| 2 | SC 2001-09 | 20,35 - 20,62 | 2.889 | - | - | 544.00 | - | 118.00 |
| 3 | SC 2001-09 | 26,70 - 27,44 | 2.935 | - | 604.00 | - | 121.00 | - |
| 4 | SC 2001-09 | 29,58 - 30,02 | 2.909 | - | - | 544.00 | - | 151.00 |
| 5 | SC 2001-09 | 37,53 - 37,88 | 2.900 | 2.894 | 514.00 | - | 90.00 | - |
| 6 | SC 2001-09 | 39,40 - 39,77 | 2.967 | - | - | 1360.00 | - | 173.00 |
| 1 | SC 2001-11 | 08,50 - 08,95 | 3.018 | 2.971 | 705.00 | - | 154.00 | - |
| 2 | SC 2001-11 | 12,50 - 12,94 | 2.972 | - | - | 353.00 | - | 75.00 |
| 3 | SC 2001-11 | 26,30 - 26,60 | 2.983 | - | - | 544.00 | - | 68.00 |
| 4 | SC 2001-11 | 29,85 - 30,15 | 2.983 | - | 423.00 | - | 131.00 | - |
| 5 | SC 2001-11 | 37,00 - 37,30 | 2.954 | - | 514.00 | - | 113.00 | - |
| 6 | SC 2001-11 | 43,00 - 43,50 | 2.979 | 2.944 | 423.00 | 574.00 | 102.00 | 131.00 |
| 7 | SC 2001-11 | 47,80 - 48,20 | 2.941 | - | 816.00 | - | 151.00 | |

Source ANBT

Annexe 2.

Tableau 2: La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelles (mm)

| Années | Sep | Oct | Nov | Dec | Janv | Fev | Mars | Avr | Mai | Juin | Juil | Aout | Moy Annuel |
|---------------|------------|------------|------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|------------|-------------|-------------|-------------|-------------------|
| 1969 | 144.2 | 264.9 | 60.4 | 422.4 | 85.8 | 80.9 | 176 | 227.4 | 70.2 | 8.6 | 0 | 6.4 | 1547.2 |
| 1970 | 14.7 | 142.3 | 9.9 | 122.7 | 188.4 | 132.9 | 198.4 | 45.5 | 61.8 | 4.7 | 0 | 7 | 928.3 |
| 1971 | 80.1 | 218.4 | 142.4 | 62.7 | 442.4 | 123 | 102.6 | 129.6 | 68.2 | 46.3 | 4.6 | 14.87 | 1435.17 |
| 1972 | 77.2 | 172.9 | 15.1 | 528.1 | 285.7 | 321.5 | 275.5 | 92 | 0.5 | 70.5 | 5.4 | 6 | 1850.4 |
| 1973 | 180 | 87 | 66.8 | 321.3 | 79.7 | 235.3 | 363.3 | 126.8 | 12.6 | 5.7 | 18.2 | 0 | 1496.7 |
| 1974 | 17.3 | 326.8 | 133.5 | 94.9 | 37.1 | 197.4 | 115.3 | 17.3 | 97.5 | 6.3 | 0 | 61 | 1104.4 |
| 1975 | 15.2 | 15.6 | 231.6 | 151.1 | 108.1 | 215.1 | 303.8 | 129.7 | 102.8 | 17.9 | 19.4 | 23.8 | 1334.1 |
| 1976 | 94 | 137 | 282.6 | 247.3 | 134.8 | 44.1 | 80.1 | 181.6 | 60.6 | 31.9 | 0 | 0 | 1294 |
| 1977 | 0 | 0 | 184.3 | 6.9 | 98.9 | 140.2 | 160.8 | 139.8 | 32.5 | 1.4 | 4.12 | 14.87 | 783.79 |
| 1978 | 0 | 159.6 | 112.9 | 19.2 | 84.6 | 115.4 | 172.5 | 237.2 | 16.1 | 14.2 | 0 | 0.3 | 932 |
| 1979 | 79.7 | 25.33 | 99.11 | 67.8 | 89.8 | 89.7 | 218.2 | 128.8 | 49.1 | 0 | 0 | 0 | 847.54 |
| 1980 | 2.5 | 95.4 | 203.2 | 438.5 | 231.5 | 137.9 | 114.2 | 47.8 | 18 | 19 | 10 | 222.4 | 1540.4 |
| 1981 | 7.2 | 81.2 | 108.1 | 152.2 | 427.5 | 191.5 | 176.7 | 50.9 | 43.2 | 14.5 | 0 | 9.4 | 1262.4 |
| 1982 | 33.1 | 160.9 | 209 | 390.8 | 46.1 | 27.2 | 141.7 | 10.7 | 35.8 | 8 | 4.9 | 20.5 | 1088.7 |
| 1983 | 11.8 | 108.3 | 153.7 | 196 | 333.1 | 23.87 | 161.6 | 111 | 100.2 | 18.27 | 4.12 | 14.87 | 1236.83 |
| 1984 | 50.81 | 52.28 | 37.9 | 786.3 | 174.6 | 88.5 | 661 | 64.5 | 87 | 18.27 | 4.12 | 14.87 | 2040.15 |
| 1985 | 113.4 | 77.6 | 132.7 | 185.3 | 345 | 193.5 | 336 | 103.5 | 13.3 | 28.6 | 11.4 | 3.4 | 1543.7 |
| 1986 | 39.7 | 212.7 | 410.6 | 412.7 | 187.6 | 462.1 | 149.6 | 93.1 | 124.8 | 9 | 0 | 5.5 | 2107.4 |
| 1987 | 37.7 | 101.5 | 167.7 | 54.7 | 182.8 | 86.7 | 64.4 | 56.7 | 26.4 | 5.8 | 0 | 0 | 784.4 |
| 1988 | 114.7 | 10.5 | 129.7 | 397.4 | 168.7 | 119.9 | 137.1 | 225.7 | 2.6 | 21.8 | 3.9 | 8.8 | 1340.8 |
| 1989 | 36.9 | 97.3 | 46 | 55.9 | 78.2 | 0 | 163.3 | 119.12 | 123.1 | 52.8 | 8.7 | 0 | 781.32 |
| 1990 | 0.2 | 35.4 | 338.6 | 439.1 | 148.6 | 153.5 | 155.9 | 41.5 | 77.8 | 3.8 | 0 | 2.5 | 1396.9 |
| 1991 | 21 | 179 | 88.9 | 44 | 104.1 | 47 | 103.6 | 317.7 | 159.5 | 31.1 | 9 | 0 | 1104.9 |
| 1992 | 3.6 | 49.4 | 105.6 | 342.6 | 83.1 | 141.2 | 72.8 | 84 | 108.7 | 9.5 | 0 | 0 | 1000.5 |
| 1993 | 44 | 107.2 | 148.8 | 139 | 126.4 | 23.87 | 0 | 33.11 | 25.1 | 0 | 0 | 0 | 647.48 |
| 1994 | 115.9 | 140.8 | 16.8 | 265.6 | 530.7 | 95.9 | 193.7 | 83.8 | 9.2 | 25.5 | 0 | 0 | 1477.9 |
| 1995 | 126.6 | 77.8 | 60.8 | 125.6 | 249.5 | 471 | 232.7 | 252.1 | 94.1 | 67.6 | 0 | 0 | 1757.8 |
| 1996 | 38.5 | 160.3 | 181.2 | 216.8 | 130.7 | 24.7 | 7.9 | 128.6 | 39.4 | 38.9 | 0 | 9.7 | 976.7 |
| 1997 | 51.9 | 244.9 | 258.3 | 276.4 | 75.5 | 175.3 | 126.6 | 238.8 | 174.1 | 0 | 0 | 0 | 1621.8 |
| 1998 | 133.4 | 41.5 | 412.5 | 296 | 199.9 | 50.9 | 72.8 | 37.5 | 0 | 3.8 | 0 | 0 | 1248.3 |
| 1999 | 0 | 40.3 | 351.9 | 339.4 | 100.9 | 47.6 | 37.9 | 33.4 | 39.6 | 7.8 | 4.12 | 10.5 | 1013.42 |
| 2000 | 6.6 | 104.8 | 72.1 | 106 | 454.9 | 70.3 | 26.4 | 74.3 | 40.2 | 0 | 0 | 15.5 | 971.1 |
| 2001 | 62.1 | 4.8 | 50.5 | 72.2 | 113.9 | 196.1 | 57.3 | 69.3 | 3.3 | 1.7 | 37.7 | 43.5 | 712.4 |
| 2002 | 26.1 | 78.6 | 264 | 389.9 | 607.8 | 143.7 | 100.4 | 350.9 | 43.9 | 0 | 0 | 1.3 | 2006.6 |
| 2003 | 99.5 | 82.3 | 105.3 | 555.9 | 160.3 | 58.2 | 71 | 92.3 | 94.2 | 79.9 | 0 | 3.7 | 1402.6 |
| 2004 | 82 | 136.3 | 312.5 | 396.1 | 175.8 | 47.5 | 28.2 | 165.7 | 4.5 | 0 | 2.6 | 1.2 | 1352.4 |
| 2005 | 25.9 | 6.1 | 158.2 | 233.1 | 278.3 | 201.2 | 72 | 65.8 | 57.22 | 3 | 0 | 28.4 | 1129.22 |
| moy | 53.72 | 109.11 | 158.47 | 252.75 | 198.67 | 134.45 | 152.20 | 119.12 | 57.22 | 18.27 | 4.12 | 14.87 | 1272.97 |

Source A.N.R.H

Annexe 3

Tableau 3 : Pluie maximales journalières

| Année | Sep | Oct | Nov | Dec | Janv | Fev | Mars | Avr | Mai | Juin | Juil | Aout | Max J |
|-------------|-------|-------|-------|-------|------|-------|-------|------|-------|-------|------|-------|-------|
| 1969 | 30.2 | 65.4 | 20.9 | 90.6 | 20.6 | 26.4 | 90.6 | 80.6 | 30.9 | 8.6 | 0 | 6.4 | 90.6 |
| 1970 | 9.7 | 31.8 | 4.2 | 50.6 | 35.6 | 43 | 42.7 | 10.8 | 14.6 | 2.8 | 0 | 2.6 | 50.6 |
| 1971 | 20.9 | 60.6 | 36.4 | 17.7 | 65.6 | 45.6 | 14.6 | 34 | 24.6 | 13.8 | 4.6 | 9.51 | 65.6 |
| 1972 | 15.8 | 48.3 | 6.4 | 138.6 | 79.7 | 55.6 | 112.5 | 47.3 | 0.5 | 33.6 | 4.6 | 4.6 | 138.6 |
| 1973 | 156.4 | 45.2 | 21.8 | 95.8 | 32.4 | 56.9 | 116.7 | 32 | 4 | 4.3 | 9.6 | 0 | 156.4 |
| 1974 | 13.5 | 46 | 44 | 28.7 | 23.2 | 75 | 25.5 | 4.7 | 33.9 | 5.2 | 0 | 25.6 | 75 |
| 1975 | 10.4 | 8.4 | 27.5 | 33.2 | 14.2 | 56.8 | 92.5 | 24.2 | 23.5 | 9.6 | 13.5 | 21.5 | 92.5 |
| 1976 | 29.6 | 50.5 | 52.2 | 90 | 35.2 | 9 | 55.6 | 49.5 | 36.7 | 24.8 | 0 | 0 | 90 |
| 1977 | 0 | 0 | 36.7 | 5.6 | 20.8 | 40.2 | 53.6 | 36.8 | 8.1 | 1.4 | 2.95 | 9.51 | 53.6 |
| 1978 | 0 | 57.2 | 32.8 | 11.7 | 29.5 | 51.7 | 49.8 | 55.8 | 5.4 | 10.5 | 0 | 0.3 | 57.2 |
| 1979 | 21.9 | 40.79 | 45.05 | 43 | 37 | 32.8 | 81.9 | 24.7 | 12.7 | 0 | 0 | 0 | 81.9 |
| 1980 | 2.5 | 19.9 | 35.5 | 52.7 | 38.8 | 26.1 | 42.8 | 10 | 10.7 | 19 | 10 | 128.4 | 128.4 |
| 1981 | 4.8 | 25.7 | 61.5 | 63.8 | 98.4 | 41.8 | 56.8 | 8.7 | 14.5 | 14.5 | 0 | 6.3 | 98.4 |
| 1982 | 11.7 | 47 | 69.4 | 74.5 | 27.5 | 12.5 | 51.6 | 6.5 | 19.8 | 2.9 | 4.9 | 20.5 | 74.5 |
| 1983 | 5.9 | 33.8 | 39.9 | 35.7 | 61.7 | 37.44 | 50.6 | 50.9 | 25.5 | 10.78 | 2.95 | 9.51 | 61.7 |
| 1984 | 21.21 | 40.79 | 15.3 | 172.9 | 27.3 | 27.8 | 153.5 | 24 | 16.3 | 10.78 | 2.95 | 9.51 | 172.9 |
| 1985 | 32.9 | 14.6 | 20.8 | 35.3 | 58.5 | 33.8 | 75.9 | 17.2 | 6.5 | 10.4 | 5.5 | 3.4 | 75.9 |
| 1986 | 18.5 | 72.4 | 59.8 | 74.2 | 39.5 | 93.4 | 45.7 | 23.6 | 23.1 | 5.2 | 0 | 3.5 | 93.4 |
| 1987 | 23.8 | 34.8 | 55 | 19.9 | 39.6 | 18 | 26.9 | 40.8 | 6 | 5.8 | 0 | 0 | 55 |
| 1988 | 40 | 6.3 | 30.3 | 74 | 61.3 | 42.3 | 53.2 | 42 | 1.9 | 8.3 | 3.5 | 5.2 | 74 |
| 1989 | 17.5 | 80.3 | 12.4 | 29.5 | 22.4 | 0 | 79 | 39.1 | 43.7 | 47.7 | 6.6 | 0 | 80.3 |
| 1990 | 0.2 | 25.6 | 128 | 105.2 | 56.2 | 41.2 | 27.8 | 12 | 20 | 3.3 | 0 | 2.3 | 128 |
| 1991 | 13.2 | 52.2 | 38.7 | 17.3 | 29.6 | 24.2 | 22.3 | 96.3 | 126.2 | 18.2 | 7.8 | 0 | 126.2 |
| 1992 | 2.6 | 20.3 | 34.5 | 82.2 | 24.3 | 25.2 | 32.4 | 23.4 | 49.2 | 5.7 | 0 | 0 | 82.2 |
| 1993 | 23.3 | 75.2 | 62.2 | 69.1 | 32 | 37.44 | 0 | 39.1 | 6.3 | 0 | 0 | 0 | 75.2 |

| | | | | | | | | | | | | | |
|-------------|------|-------|-------|-------|-------|------|------|-------|------|------|------|------|-------|
| 1994 | 39.5 | 41.2 | 6.8 | 55.7 | 95.3 | 49.2 | 71.2 | 25.2 | 9.2 | 9.1 | 0 | 0 | 95.3 |
| 1995 | 35.3 | 67.2 | 28.2 | 55.5 | 92.2 | 89.7 | 72.4 | 93 | 41.3 | 35.4 | 0 | 0 | 93 |
| 1996 | 13.5 | 80.1 | 54.7 | 96.4 | 43.2 | 10.2 | 6.5 | 42.2 | 24.2 | 15.4 | 0 | 5.2 | 96.4 |
| 1997 | 17.3 | 69.7 | 69.5 | 72.5 | 21.2 | 56.5 | 40.3 | 163.5 | 57.6 | 0 | 0 | 0 | 163.5 |
| 1998 | 43.2 | 16.2 | 120.3 | 113.5 | 56.5 | 15.2 | 30.2 | 19.2 | 0 | 2.6 | 0 | 0 | 120.3 |
| 1999 | 0 | 17 | 61.4 | 115.4 | 31.5 | 20.5 | 23.2 | 10.3 | 20.2 | 2.5 | 2.95 | 10.5 | 115.4 |
| 2000 | 2.5 | 30.1 | 30.6 | 22.5 | 88.5 | 21.2 | 19.5 | 23.5 | 20.2 | 0 | 0 | 10.5 | 88.5 |
| 2001 | 15.5 | 2.5 | 12.5 | 40.2 | 44.5 | 54.2 | 34.3 | 28.2 | 1.8 | 1.7 | 25.2 | 30.3 | 54.2 |
| 2002 | 15.1 | 30.2 | 45.3 | 89.4 | 128.6 | 22.4 | 31.7 | 104.4 | 23.3 | 0 | 0 | 1.3 | 128.6 |
| 2003 | 38.2 | 23.2 | 38.5 | 120.2 | 100.2 | 21.2 | 18.2 | 27.3 | 19.8 | 53.2 | 0 | 3.7 | 120.2 |
| 2004 | 30.5 | 126.2 | 166.5 | 124.4 | 36.5 | 13.6 | 14.3 | 47.6 | 4.5 | 0 | 1.7 | 1.2 | 166.5 |
| 2005 | 7.5 | 2.5 | 41.3 | 54.3 | 82.3 | 57.2 | 22.5 | 28.3 | 0 | 1.7 | 0 | 20.5 | 82.3 |

Source ANRH

Annexe 4

**Tableau 4. Série des apports (Mm 3) de la station (03 04 08)
(Code : 03 04 08 ; x : 779.35 ; y : 373.55 ; surface : 316Km 2 ; périmètre : 90Km)**

| Année : | Sept | Oct | Nov | Dec | Janv | Fevr | Mars | avr | Mai | Juin | Juil | Aout | Année |
|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|------|------|-------|
| 1972/1973 | 1.62 | 6.16 | 0.82 | 27.94 | 65.16 | 61.07 | 96.1 | 41.81 | 6.22 | 5.8 | 1.61 | 0.95 | 315.3 |
| 1973/1974 | 13.04 | 3.02 | 2.42 | 16.11 | 12.06 | 34.04 | 46.82 | 31.03 | 7.02 | 2.16 | 1.45 | 1.05 | 170.2 |
| 1974/1975 | 1.18 | 7.26 | 14.96 | 11.59 | 6.94 | 30.18 | 25.3 | 8.03 | 8.48 | 1.69 | 0.79 | 0.91 | 117.3 |
| 1975/1976 | 0.84 | 0.65 | 10.16 | 13.5 | 9.05 | 45.96 | 57.02 | 15.58 | 13.18 | 3.87 | 1.92 | 1.31 | 173 |
| 1976/1977 | 1.92 | 11.36 | 25.56 | 33.67 | 21.46 | 7.77 | 4.23 | 19.42 | 6.4 | 1.95 | 1.21 | 0.97 | 135.9 |
| 1977/1978 | 0.78 | 0.98 | 2.95 | 0.84 | 17.03 | 27.78 | 13.15 | 35.28 | 3.95 | 1.8 | 3.09 | 3.46 | 111.1 |
| 1978/1979 | 2.39 | 2.7 | 5.05 | 11.15 | 6.14 | 33.66 | 36.82 | 50.73 | 5.72 | 1.91 | 1.21 | 0.84 | 158.3 |
| 1979/1980 | 1.61 | 2.36 | 23.34 | 13.08 | 25.08 | 11.35 | 70.96 | 23.46 | 25.19 | 4.26 | 1.39 | 0.74 | 202.8 |
| 1980/1981 | 0.55 | 3.86 | 9.67 | 90.96 | 34.41 | 29.04 | 19.92 | 12.52 | 2.25 | 0.58 | 0.55 | 0.97 | 205.3 |
| 1981/1982 | 0.57 | 0.77 | 1.16 | 12.8 | 39.41 | 49.58 | 47.17 | 4.98 | 2.79 | 0.55 | 0.55 | 0.55 | 160.9 |
| 1982/1983 | 0.53 | 9.26 | 16.99 | 39.78 | 14.53 | 4.05 | 37.89 | 9.21 | 2.74 | 0.37 | 0.15 | 0.06 | 135.6 |
| 1983/1984 | 0.09 | 1.13 | 11.84 | 10.73 | 26.55 | 117.9 | 42.59 | 20.04 | 6.63 | 1.69 | 1.65 | 0.88 | 241.7 |
| 1984/1985 | 0.6 | 53.7 | 12.48 | 123.4 | 128 | 45.74 | 143.5 | 19.07 | 2.82 | 2.11 | 0.61 | 0.55 | 532.6 |
| 1985/1986 | 0.98 | 0.62 | 2.23 | 7.95 | 45.55 | 24.53 | 26.02 | 5.12 | 2.08 | 0.69 | 0.25 | 0.44 | 116.5 |
| 1986/1987 | 0.33 | 4.73 | 17.32 | 35.33 | 27.56 | 62.24 | 9.71 | 10.12 | 1.31 | 0.19 | 0.9 | 1 | 170.7 |
| 1987/1988 | 0.94 | 3.54 | 3.45 | 2.68 | 15 | 5.56 | 32.22 | 2.74 | 2.52 | 1.37 | 1.55 | 0.32 | 71.9 |
| 1988/1989 | 1.27 | 1.04 | 1.59 | 40.98 | 15.47 | 19.12 | 32.33 | 16.32 | 6.4 | 0.69 | 0.53 | 0.72 | 136.4 |
| 1989/1990 | 1.42 | 4.1 | 3.14 | 2.16 | 8.47 | 2.01 | 2.76 | 2.74 | 4.18 | 2.04 | 1.07 | 0.8 | 34.9 |
| 1990/1991 | 0.74 | 1.34 | 27.44 | 56.57 | 16.17 | 22.45 | 21.01 | 9.98 | 10.87 | 2.51 | 1.59 | 1.34 | 172 |
| 1991/1992 | 1.06 | 4.55 | 3.42 | 2.59 | 7.9 | 4.96 | 6.27 | 50.28 | 7.17 | 2.86 | 2.17 | 1.46 | 94.7 |

Annexe 5

Tableau 5. Série des débits moyens de l'oued missa code : 030408.

| | Sep | Oct | Nov | <u>Dec</u> | Janv | <u>Ferv</u> | Mars | Avril | Mai | Juin | Juil | <u>Aout</u> |
|-----------|-------|-------|-------|------------|--------|-------------|--------|-------|-------|------|------|-------------|
| 1972-1973 | 1.61 | 61.51 | 0.82 | 27.86 | 65.10 | 61.24 | 96.48 | 41.81 | 6.22 | 5.77 | 1.61 | 0.95 |
| 1973-1974 | 12.80 | 2.99 | 2.41 | 16.16 | 12.13 | 34.43 | 47.58 | 30.71 | 7.01 | 2.16 | 1.45 | 1.05 |
| 1974-1975 | 1.18 | 7.35 | 15.09 | 11.51 | 6.96 | 29.97 | 25.25 | 8.03 | 8.34 | 1.69 | 0.79 | 0.92 |
| 1975-1976 | 0.84 | 0.65 | 10.00 | 13.56 | 9.08 | 45.59 | 77.09 | 32.14 | 13.01 | 3.86 | 1.90 | 1.30 |
| 1976-1977 | 1.99 | 11.20 | 25.47 | 164.82 | 21.47 | 7.80 | 4.23 | 18.58 | 6.25 | 1.96 | 1.21 | 0.97 |
| 1977-1978 | 0.78 | 0.98 | 2.92 | 0.84 | 17.03 | 27.79 | 13.15 | 35.35 | 3.94 | 0.68 | 3.09 | 3.46 |
| 1978-1979 | 2.39 | 2.71 | 5.06 | 11.15 | 6.14 | 33.67 | 36.82 | 22.25 | 5.72 | 1.91 | 1.21 | 0.84 |
| 1979-1980 | 1.61 | 2.36 | 23.34 | 13.08 | 25.08 | 11.35 | 70.96 | 23.46 | 25.19 | 4.26 | 1.39 | 0.74 |
| 1980-1981 | 0.55 | 3.86 | 9.67 | 90.96 | 34.41 | 29.04 | 19.92 | 12.52 | 2.25 | 0.58 | 0.55 | 1.26 |
| 1981-1982 | 0.57 | 0.77 | 1.16 | 12.80 | 39.41 | 49.58 | 47.17 | 4.98 | 2.79 | 0.55 | 0.55 | 0.55 |
| 1982-1983 | 0.09 | 1.13 | 11.84 | 10.73 | 26.56 | 117.88 | 42.59 | 20.04 | 6.63 | 1.68 | 1.65 | 0.88 |
| 1983-1984 | 0.98 | 0.62 | 2.23 | 7.95 | 45.55 | 24.53 | 26.02 | 5.12 | 2.08 | 0.69 | 0.25 | 0.44 |
| 1984-1985 | 0.60 | 53.70 | 12.48 | 123.33 | 127.97 | 45.74 | 143.48 | 19.07 | 2.81 | 2.11 | 0.61 | 0.55 |
| 1985-1986 | 0.33 | 4.73 | 17.32 | 35.33 | 27.56 | 62.24 | 9.71 | 10.12 | 1.31 | 0.19 | 0.90 | 1.00 |
| 1986-1987 | 1.42 | 4.10 | 3.14 | 2.16 | 8.47 | 2.01 | 2.76 | 2.74 | 4.18 | 2.04 | 1.07 | 0.80 |
| 1987-1988 | 0.94 | 3.54 | 3.45 | 2.68 | 15.00 | 5.56 | 32.22 | 2.71 | 2.52 | 1.37 | 1.55 | 0.32 |
| 1988-1989 | 1.27 | 1.03 | 1.59 | 40.97 | 15.47 | 19.12 | 32.33 | 16.32 | 6.38 | 0.69 | 0.53 | 0.72 |
| 1989-1990 | 1.06 | 4.55 | 3.42 | 2.59 | 7.90 | 5.00 | 6.27 | 50.28 | 7.17 | 2.86 | 2.15 | 1.46 |
| 1990-1991 | 0.74 | 1.34 | 27.44 | 56.70 | 16.17 | 22.45 | 21.01 | 9.89 | 10.87 | 2.51 | 1.59 | 1.34 |
| 1992-1993 | 0.53 | 9.26 | 16.99 | 39.78 | 14.53 | 4.05 | 37.89 | 9.21 | 2.74 | 0.37 | 0.15 | 0.06 |

Source ANRH

Annexe 6

Tableau 6 : Série des débits maximaux (m³ /s)
(Code : 03 04 08 ; x : 779.35 ; y : 373.55 ; surface : 316Km² ; périmètre : 90Km)

| Année : | Oct | Nov | Dec | Janv | Fevr | Mars | avr | Mai | Juin | Juil | Aout | Année |
|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|----------|
| 1972/1973 | 40.97 | 0.804 | 80.41 | 224.9 | 81.63 | 206.5 | 166 | 4.596 | 116 | 0.832 | 0.74 | 975.959 |
| 1973/1974 | 27 | 10.43 | 72.4 | 87.31 | 248.9 | 371.2 | 210 | 12.96 | 1.12 | 0.746 | 0.43 | 1945.296 |
| 1974/1975 | 154 | 79.43 | 120 | 64 | 395.8 | 148 | 4.87 | 250.9 | 0.968 | 0.375 | 2.776 | 1231.319 |
| 1975/1976 | 0.375 | 64.55 | 55.95 | 18.36 | 531.5 | 258.8 | 69.8 | 261 | 6.31 | 35.4 | 7.855 | 1311.684 |
| 1976/1977 | 157 | 157 | 327.6 | 125.6 | 30.66 | 5.77 | 73.44 | 47.77 | 8.466 | 3.59 | 1.115 | 986.261 |
| 1977/1978 | 0.878 | 22.22 | 0.452 | 98.5 | 108.4 | 76 | 182.5 | 2.07 | 1.05 | 20.4 | 2.5 | 515.272 |
| 1978/1979 | 14.64 | 47.9 | 44 | 36.75 | 167.5 | 163 | 209.8 | 4.85 | 1.052 | 0.54 | 0.4 | 692.932 |
| 1979/1980 | 12.6 | 81.25 | 129.2 | 131.6 | 147 | 455 | 72 | 53.6 | 4.36 | 0.65 | 0.28 | 1102.54 |
| 1980/1981 | 17.38 | 86 | 359.2 | 34.26 | 48 | 257.2 | 96.8 | 1.59 | 0.305 | 0.205 | 1.115 | 902.285 |
| 1981/1982 | 7 | 8.32 | 59 | 170.5 | 68 | 163 | 9.64 | 27.04 | 0.28 | 0.205 | 0.205 | 513.42 |
| 1982/1983 | 108.9 | 83 | 102.3 | 13.6 | 3.4 | 141.8 | 9.2 | 20.8 | 0.205 | 0.142 | 0.049 | 483.601 |
| 1983/1984 | 0.89 | 46 | 11.84 | 29.08 | 496 | 59 | 22 | 4.36 | 0.65 | 0.65 | 0.512 | 671.067 |
| 1984/1985 | 141.8 | 7 | 776 | 452.5 | 44 | 552.5 | 19 | 2.1 | 14.68 | 0.255 | 0.205 | 2010.27 |
| 1985/1986 | 0.255 | 2.1 | 22.6 | 190 | 47 | 50 | 3.4 | 1.42 | 0.374 | 0.23 | 0.205 | 325.024 |
| 1986/1987 | 23.8 | 110 | 99 | 46 | 88 | 23.8 | 19 | 2.1 | 0.374 | 0.425 | 0.425 | 413.298 |
| 1987/1988 | 50 | 50 | 107.8 | 71 | 22.6 | 136.6 | 6.152 | 6.6 | 2.812 | 3.164 | 0.141 | 457.254 |
| 1988/1989 | 0.535 | 4.584 | 160 | 72 | 89.1 | 160 | 70 | | 0.784 | 0.425 | 1.624 | 564.756 |
| 1989/1990 | 10.38 | 3.544 | 0.952 | 35.08 | 1.372 | 2.318 | 2.812 | 12.28 | 1.036 | 0.535 | 0.425 | 73.194 |
| 1990/1991 | 0.952 | 253.4 | 223 | 19 | 38.36 | 78 | 29.08 | 92.4 | 1.892 | 1.036 | 0.645 | 738.07 |
| 1991/1992 | 50 | 22.6 | 7.28 | 19 | 13.04 | 11.52 | 193.3 | 147 | 6.6 | 2.034 | 0.645 | 473.499 |

Annexe 7

Tableau 7. pluies de courtes durées et leurs intensités

| | | | | | | | | |
|-------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|-------|
| Période de retour | 5 | 10 | 20 | 50 | 100 | 200 | 1000 | 10000 |
| Fréquence (%) | 20 | 10 | 5 | 2 | 1 | 0,5 | 0,1 | 0,01 |
| P(max,P%) (mm) | 122 | 142 | 161 | 185 | 202 | 221 | 263 | 323 |

| T(h) | P5%(mm) | P10% (mm) | P20 %(mm) | P50% (mm) | P100 %(mm) | P200%(mm) | P1000 % (mm) | P10000 %(mm) |
|------|---------|-----------|-----------|-----------|------------|-----------|--------------|--------------|
| 0,5 | 17,61 | 20,50 | 23,24 | 26,70 | 29,16 | 31,90 | 37,96 | 46,62 |
| 1 | 24,90 | 28,99 | 32,86 | 37,76 | 41,23 | 45,11 | 53,68 | 65,93 |
| 2 | 35,22 | 40,99 | 46,48 | 53,40 | 58,31 | 63,80 | 75,92 | 93,24 |
| 3 | 43,13 | 50,20 | 56,92 | 65,41 | 71,42 | 78,14 | 92,98 | 114,20 |
| 4 | 49,81 | 57,97 | 65,73 | 75,53 | 82,47 | 90,22 | 107,37 | 131,86 |
| 5 | 55,69 | 64,81 | 73,49 | 84,44 | 92,20 | 100,87 | 120,04 | 147,43 |
| 6 | 61,00 | 71,00 | 80,50 | 92,50 | 101,00 | 110,50 | 131,50 | 161,50 |
| 7 | 65,89 | 76,69 | 86,95 | 99,91 | 109,09 | 119,35 | 142,04 | 174,44 |
| 8 | 70,44 | 81,98 | 92,95 | 106,81 | 116,62 | 127,59 | 151,84 | 186,48 |
| 9 | 74,71 | 86,96 | 98,59 | 113,29 | 123,70 | 135,33 | 161,05 | 197,80 |
| 10 | 78,75 | 91,66 | 103,93 | 119,42 | 130,39 | 142,65 | 169,77 | 208,50 |
| 11 | 82,59 | 96,13 | 109,00 | 125,25 | 136,75 | 149,62 | 178,05 | 218,67 |
| 12 | 86,27 | 100,41 | 113,84 | 130,81 | 142,84 | 156,27 | 185,97 | 228,40 |
| 13 | 89,79 | 104,51 | 118,49 | 136,16 | 148,67 | 162,65 | 193,56 | 237,72 |
| 14 | 93,18 | 108,45 | 122,97 | 141,30 | 154,28 | 168,79 | 200,87 | 246,70 |
| 15 | 96,45 | 112,26 | 127,28 | 146,26 | 159,70 | 174,72 | 207,92 | 255,35 |
| 16 | 99,61 | 115,94 | 131,46 | 151,05 | 164,93 | 180,45 | 214,74 | 263,73 |
| 17 | 102,68 | 119,51 | 135,50 | 155,70 | 170,01 | 186,00 | 221,35 | 271,85 |
| 18 | 105,66 | 122,98 | 139,43 | 160,21 | 174,94 | 191,39 | 227,76 | 279,73 |
| 19 | 108,55 | 126,35 | 143,25 | 164,60 | 179,73 | 196,64 | 234,01 | 287,39 |
| 20 | 111,37 | 129,63 | 146,97 | 168,88 | 184,40 | 201,74 | 240,09 | 294,86 |
| 21 | 114,12 | 132,83 | 150,60 | 173,05 | 188,95 | 206,73 | 246,01 | 302,14 |
| 22 | 116,81 | 135,95 | 154,15 | 177,12 | 193,40 | 211,59 | 251,80 | 309,25 |
| 23 | 119,43 | 139,01 | 157,61 | 181,10 | 197,75 | 216,35 | 257,46 | 316,20 |
| 24 | 122,00 | 142,00 | 161,00 | 185,00 | 202,00 | 221,00 | 263,00 | 323,00 |

| T(h) | I _t (mm/h) |
|------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 0,5 | 35,22 | 40,99 | 46,48 | 53,40 | 58,31 | 63,80 | 75,92 | 93,24 |
| 1 | 24,90 | 28,99 | 32,86 | 37,76 | 41,23 | 45,11 | 53,68 | 65,93 |
| 2 | 17,61 | 20,50 | 23,24 | 26,70 | 29,16 | 31,90 | 37,96 | 46,62 |
| 3 | 14,38 | 16,73 | 18,97 | 21,80 | 23,81 | 26,05 | 30,99 | 38,07 |
| 4 | 12,45 | 14,49 | 16,43 | 18,88 | 20,62 | 22,56 | 26,84 | 32,97 |
| 5 | 11,14 | 12,96 | 14,70 | 16,89 | 18,44 | 20,17 | 24,01 | 29,49 |
| 6 | 10,17 | 11,83 | 13,42 | 15,42 | 16,83 | 18,42 | 21,92 | 26,92 |
| 7 | 9,41 | 10,96 | 12,42 | 14,27 | 15,58 | 17,05 | 20,29 | 24,92 |
| 8 | 8,80 | 10,25 | 11,62 | 13,35 | 14,58 | 15,95 | 18,98 | 23,31 |
| 9 | 8,30 | 9,66 | 10,95 | 12,59 | 13,74 | 15,04 | 17,89 | 21,98 |
| 10 | 7,88 | 9,17 | 10,39 | 11,94 | 13,04 | 14,27 | 16,98 | 20,85 |
| 11 | 7,51 | 8,74 | 9,91 | 11,39 | 12,43 | 13,60 | 16,19 | 19,88 |
| 12 | 7,19 | 8,37 | 9,49 | 10,90 | 11,90 | 13,02 | 15,50 | 19,03 |
| 13 | 6,91 | 8,04 | 9,11 | 10,47 | 11,44 | 12,51 | 14,89 | 18,29 |
| 14 | 6,66 | 7,75 | 8,78 | 10,09 | 11,02 | 12,06 | 14,35 | 17,62 |
| 15 | 6,43 | 7,48 | 8,49 | 9,75 | 10,65 | 11,65 | 13,86 | 17,02 |
| 16 | 6,23 | 7,25 | 8,22 | 9,44 | 10,31 | 11,28 | 13,42 | 16,48 |
| 17 | 6,04 | 7,03 | 7,97 | 9,16 | 10,00 | 10,94 | 13,02 | 15,99 |
| 18 | 5,87 | 6,83 | 7,75 | 8,90 | 9,72 | 10,63 | 12,65 | 15,54 |
| 19 | 5,71 | 6,65 | 7,54 | 8,66 | 9,46 | 10,35 | 12,32 | 15,13 |
| 20 | 5,57 | 6,48 | 7,35 | 8,44 | 9,22 | 10,09 | 12,00 | 14,74 |
| 21 | 5,43 | 6,33 | 7,17 | 8,24 | 9,00 | 9,84 | 11,71 | 14,39 |
| 22 | 5,31 | 6,18 | 7,01 | 8,05 | 8,79 | 9,62 | 11,45 | 14,06 |
| 23 | 5,19 | 6,04 | 6,85 | 7,87 | 8,60 | 9,41 | 11,19 | 13,75 |
| 24 | 5,08 | 5,92 | 6,71 | 7,71 | 8,42 | 9,21 | 10,96 | 13,46 |

Annexe 8

Tableau 8. Résultat de la régularisation saisonnière sans perte.

| Mois | W80 % Mm ³ | U80 % Mm ³ | W-U (Mm ³) | première consigne d'exploitation | | | deuxième consigne d'exploitation | | |
|--------|-----------------------|-----------------------|------------------------|----------------------------------|---------------------|-------------------|----------------------------------|---------------------|-------------------|
| | | | | Vrf Mm ³ | Vri Mm ³ | S Mm ³ | Vrf Mm ³ | Vri Mm ³ | S Mm ³ |
| Oct | 7,61 | 3,16 | 4,45 | | | | | | |
| Nov | 15,2 | 3,16 | 12,04 | | 22,02 | | | 22,02 | |
| Dec | 43,3 | 3,16 | 40,14 | 26,47 | 26,47 | | 17,57 | 22,02 | 4,45 |
| Jan | 37,7 | 3,16 | 34,54 | 38,51 | 38,51 | | 9,98 | 22,02 | 12,04 |
| Fev | 51,3 | 3,16 | 48,14 | 78,65 | 78,65 | | -18,12 | 22,02 | 40,14 |
| Mar | 60,9 | 1,6 | 59,3 | 113,19 | 113,19 | | 4,59 | 22,02 | 17,43 |
| Avr | 29,5 | 12,22 | 17,28 | 161,33 | 161,33 | | 39,13 | 39,13 | |
| Mai | 9,03 | 27,71 | -18,68 | 220,63 | 163,85 | 56,78 | 87,27 | 87,27 | |
| Jun | 3,02 | 33,76 | -30,74 | 181,13 | 163,85 | 17,28 | 146,57 | 146,57 | |
| Jul | 1,83 | 42,82 | -40,99 | 145,17 | 145,17 | | 163,85 | 163,85 | |
| Aout | 1,49 | 33,75 | -32,26 | 114,43 | 114,43 | | 145,17 | 145,17 | |
| Sep | 2,12 | 21,28 | -19,16 | 73,44 | 73,44 | | 114,43 | 114,43 | |
| Totale | 263 | 188,94 | | 41,18 | 41,18 | | 73,44 | 73,44 | |
| | | | 74,06 | 22,02 | 22,02 | 74,06 | 41,18 | 41,18 | 74,06 |
| | | | | | | | 22,02 | 22,02 | |

Annexe 9

Tableau 9. Résultat de la régularisation saisonnière avec perte.

| Mois | π (Mm ³) | W – U (Mm ³) | W – U – π (Mm ³) | Première consigne | | | Dauxieme consigne | | |
|------|--------------------------|--------------------------|----------------------------------|-------------------|--------|-------|-------------------|--------|-------|
| | | | | Vrf | Vri | S | Vrt | Vri | S |
| Oct | 0,12 | 4,45 | 4,33 | | 22,02 | | | 22,02 | |
| Nov | 0,16 | 12,04 | 11,88 | 26,35 | 26,35 | | 17,69 | 22,02 | 4,33 |
| Dec | 0,29 | 40,14 | 39,85 | 38,23 | 38,23 | | 10,14 | 22,02 | 11,88 |
| Jan | 0,48 | 34,54 | 34,06 | 78,08 | 78,08 | | -17,83 | 22,02 | 39,85 |
| Fev | 0,69 | 48,14 | 47,45 | 112,14 | 112,14 | | 9,73 | 22,02 | 12,29 |
| Mar | 0,81 | 59,3 | 58,49 | 159,59 | 159,59 | | 43,79 | 43,79 | |
| Avr | 0,82 | 17,28 | 16,46 | 218,08 | 166,19 | 51,89 | 91,24 | 91,24 | |
| Mai | 0,77 | -18,68 | -19,45 | 182,65 | 166,19 | 16,46 | 149,73 | 149,73 | |
| Jun | 0,65 | -30,74 | -31,39 | 146,74 | 146,74 | | 166,19 | 166,19 | |
| Jul | 0,47 | -40,99 | -41,46 | 115,35 | 115,35 | | 146,74 | 146,74 | |
| Aout | 0,29 | -32,26 | -32,55 | 73,89 | 73,89 | | 115,35 | 115,35 | |
| Sep | 0,16 | -19,16 | -19,32 | 41,34 | 41,34 | | 73,89 | 73,89 | |
| | | | 68,35 | 22,02 | 22,02 | 68,35 | 41,34 | 41,34 | 68,35 |
| | | | | | | | | 22,02 | |

Annexe 10

Tableau 10. Résultats de la méthode de Muskingum.

| hydrogramme d'entrée | | | hydrogramme de sortie (Qlaminé m³/s) | | | | | | | | | |
|----------------------|-----------|---------|--------------------------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|---------|--|
| temps(h) | Qe (m³/s) | Q1+Q2 | Hd=3,52m | Hd=3,21m | Hd=2,97m | Hd=2,75m | Hd=2,69m | Hd=2,53m | Hd=2,41m | Hd=2,31m | Hd=2,30 | |
| | | | b=20m | b=30m | b=40m | b=50m | b=60m | b=70m | b=80m | b=90m | b=100m | |
| 0 | 0,00 | 116,14 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | |
| 0,5 | 116,14 | 580,69 | 0,62 | 0,84 | 1,02 | 1,16 | 1,39 | 1,51 | 1,63 | 1,74 | 1,97 | |
| 1 | 464,55 | 1509,8 | 3,69 | 5,01 | 6,11 | 6,95 | 8,33 | 9,02 | 9,71 | 10,40 | 11,78 | |
| 1,5 | 1 045,25 | 2903,47 | 11,65 | 15,80 | 19,29 | 21,90 | 26,25 | 28,41 | 30,58 | 32,74 | 37,05 | |
| 2 | 1 858,22 | 4761,68 | 26,91 | 36,48 | 44,50 | 50,50 | 60,46 | 65,42 | 70,37 | 75,31 | 85,14 | |
| 2,5 | 2 903,46 | 6783,46 | 51,87 | 70,24 | 85,62 | 97,11 | 116,15 | 125,62 | 135,06 | 144,47 | 163,20 | |
| 3 | 3 880,00 | 7278 | 87,27 | 118,07 | 143,81 | 163,00 | 194,76 | 210,54 | 226,25 | 241,89 | 272,97 | |
| 3,5 | 3 398,00 | 6355,13 | 124,92 | 168,77 | 205,33 | 232,52 | 277,42 | 299,68 | 321,80 | 343,80 | 387,41 | |
| 4 | 2 957,13 | 5514,26 | 157,28 | 212,10 | 257,64 | 291,42 | 347,03 | 374,50 | 401,77 | 428,82 | 482,28 | |
| 4,5 | 2 557,13 | 4751,61 | 184,83 | 248,75 | 301,63 | 340,74 | 404,87 | 436,45 | 467,72 | 498,66 | 559,62 | |
| 5 | 2 194,48 | 4062,33 | 208,06 | 279,38 | 338,13 | 381,44 | 452,17 | 486,88 | 521,14 | 554,98 | 621,37 | |
| 5,5 | 1 867,85 | 3443,21 | 227,38 | 304,60 | 367,93 | 414,43 | 490,07 | 527,03 | 563,42 | 599,26 | 669,31 | |
| 6 | 1 575,36 | 2890,47 | 243,22 | 325,01 | 391,76 | 440,57 | 519,62 | 558,09 | 595,85 | 632,93 | 705,08 | |
| 6,5 | 1 315,11 | 2400,34 | 255,96 | 341,14 | 410,30 | 460,67 | 541,84 | 581,15 | 619,64 | 657,30 | 730,25 | |
| 7 | 1 085,23 | 1969,07 | 265,97 | 353,51 | 424,20 | 475,46 | 557,64 | 597,25 | 635,89 | 673,59 | 746,23 | |
| 7,5 | 883,84 | 1592,88 | 273,59 | 362,59 | 434,06 | 485,64 | 567,88 | 607,32 | 645,65 | 682,92 | 754,33 | |
| 8 | 709,04 | 1267,99 | 279,13 | 368,84 | 440,44 | 491,86 | 573,37 | 612,23 | 649,87 | 686,32 | 755,76 | |
| 8,5 | 558,95 | 990,65 | 282,89 | 372,66 | 443,85 | 494,70 | 574,82 | 612,80 | 649,43 | 684,75 | 751,62 | |
| 9 | 431,70 | 757,09 | 285,14 | 374,43 | 444,75 | 494,71 | 572,92 | 609,74 | 645,11 | 679,07 | 742,91 | |
| 9,5 | 325,39 | 563,54 | 286,13 | 374,49 | 443,59 | 492,39 | 568,25 | 603,73 | 637,65 | 670,06 | 730,52 | |
| 10 | 238,15 | 406,24 | 286,09 | 373,15 | 440,74 | 488,18 | 561,38 | 595,36 | 627,69 | 658,41 | 715,26 | |
| 10,5 | 168,09 | 281,41 | 285,21 | 370,70 | 436,56 | 482,47 | 552,78 | 585,16 | 615,80 | 644,75 | 697,85 | |
| 11 | 113,32 | 185,29 | 283,68 | 367,39 | 431,35 | 475,64 | 542,89 | 573,61 | 602,50 | 629,63 | 678,91 | |
| 11,5 | 71,97 | 114,11 | 281,65 | 363,43 | 425,39 | 467,98 | 532,08 | 561,10 | 588,22 | 613,52 | 658,97 | |
| 12 | 42,14 | 64,1 | 279,27 | 359,02 | 418,91 | 459,76 | 520,68 | 548,00 | 573,35 | 596,82 | 638,51 | |
| 12,5 | 21,96 | 31,5 | 276,65 | 354,31 | 412,10 | 451,21 | 508,95 | 534,58 | 558,19 | 579,88 | 617,89 | |
| 13 | 9,54 | 12,53 | 273,88 | 349,44 | 405,12 | 442,50 | 497,12 | 521,09 | 543,00 | 562,96 | 597,42 | |
| 13,5 | 2,99 | 3,43 | 271,05 | 344,50 | 398,10 | 433,77 | 485,34 | 507,71 | 527,97 | 546,26 | 577,32 | |
| 14 | 0,44 | 0,44 | 268,19 | 339,56 | 391,12 | 425,13 | 473,73 | 494,55 | 513,24 | 529,92 | 557,75 | |
| 14,45 | 0,00 | 0 | 265,35 | 334,67 | 384,24 | 416,63 | 462,37 | 481,70 | 498,87 | 514,03 | 538,79 | |