الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⴰⵢⵙⵙⴰⵏ ⴰⵢⵏⵏⵉⵍⵍ ⵉⵎⵉⵣⵡⵉⵔⴰⵏ ⵏ ⵜⵎⵙⵓⵍⵉⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Aménagement et ouvrages hydrotechniques

THEME :

Etude de la Retenue Collinaire sur Oued Chehama commune de Sebt (W. TIARET)

Présenté par :

MENDJEL Abdelwaheb

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
HADJ SADOK Ahmed	Professeur	Président
ZAIBAK Issam	M.C.B	Examinateur
BOUZIANE Mamar	M.C.B	Examinateur
BOURI Djamel Eddine	M.C.B	Promoteur

Session juin 2025

Remerciements

Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance à toutes les personnes qui m'ont soutenu tout au long de la réalisation de ce mémoire de fin d'études.

Un remerciement tout particulier à ma famille, pour son appui constant, son encouragement et sa patience à chaque étape de mon parcours.

J'adresse mes sincères remerciements à mon promoteur, Mr. DJAMEL BOURI, pour ses conseils judicieux, sa disponibilité et son accompagnement tout au long de ce travail.

Je remercie également les membres du jury qui m'honorent par leur présence et par l'attention qu'ils porteront à ce mémoire.

Je tiens à exprimer ma gratitude envers l'ensemble des enseignants qui ont participé à mon parcours éducatif, depuis l'école primaire jusqu'à l'université.

Je remercie également mes amis ainsi que ma famille élargie, dont le soutien constant m'a permis de garder confiance en moi et de poursuivre mes ambitions.

Dédicace

Je dédie ce travail :

Avant tout, à mes chers parents, pour leur amour, leur soutien indéfectible et leurs sacrifices tout au long de mes années de formation.

À toutes les personnes formidables qui m'aiment et qui m'aident à avancer dans la vie.

À mes frères NOUREDDINE , SAID et SALAS, pour leur présence et leur soutien.

À tous mes amis ainsi qu'à l'ensemble de ma grande famille de l'E.N.S.H.

Et enfin, à toute la promotion de la filière Hydraulique, avec laquelle j'ai partagé de précieux souvenirs.

ملخص:

في ظل النقص المتزايد في الموارد المائية والحاجة المتزايدة للري الزراعي، تم إجراء دراسة تقنية حول السد لوادي شحامة الواقع في ولاية تيارت. تم تحديد حدود الحوض المائي باستخدام برنامجArcGIS ، وأكدت التحاليل الجيوتكنيكية قابلية إنجاز سد ترابي.

اعتمدت الدراسة الهيدرولوجية على بيانات مطرية محلية وعدة طرق حسابية تجريبية، SCS-CN وGradex، مع اعتماد طريقة Muskingum لتصريف الفيضانات. ومن بين الخيارات المدروسة، تم اختيار السد المتجانس الترابي نظراً لبساطة إنجازه، وتوفر المواد محلياً، وتكلفته المنخفضة مقارنة بالبديل الأخر.

يتضمن المشروع سداً بارتفاع 15.2 متر وعرض تاج قدره 5.5 متر، وسعة تخزين مفيدة تبلغ 0.138 مليون متر مكعب، مخصصة لسقي 23 هكتاراً من الأراضي الزراعية.

فيما يخص المنشآت الهيدروليكية، تم اعتماد قناة واحدة تحت الضغط (بقطر 400 مم) تتفرع منها قناة مشتقة بقطر 200 مم مخصصة لتلبية الاحتياجات الزراعية. ويسمح هذا الحل البسيط بتجميع كل من قناة التصريف السفلي وقناة أخذ المياه ضمن منظومة واحدة، مع ضمان تشغيل مستقل وسهل الصيانة.

كما تم تصميم مفيض جانبي لاستيعاب فيضان ذو فترة عودة مئة سنة، وتم التحقق من استقرار منحدرات السد باستخدام برنامج(GeoStudio (SLOPE/W .

الكلمات المفتاحية: حجز جبلي، دراسة هيدرولوجية، تحليل جيوتقني، سد ترابي متجانس، الري الزراعي.

Résumé :

Dans un contexte de déficit hydrique et de besoins agricoles croissants, une étude technique a été menée sur la retenue collinaire de l'oued Chehama, située dans la wilaya de Tiaret. La délimitation du bassin versant a été réalisée à l'aide du logiciel ArcGIS, et les analyses géotechniques ont confirmé la faisabilité d'une digue en remblai.

L'étude hydrologique s'est appuyée sur des données pluviométriques locales et plusieurs méthodes empiriques ,SCS-CN, et Gradex avec un laminage par la méthode de Muskingum. Parmi les variantes étudiées, La digue homogène en terre a été retenue pour sa simplicité d'exécution, la disponibilité locale des matériaux, ainsi que son coût de réalisation plus économique comparé a l'autre variante étudiée.

Le projet propose une digue de 15,2 m de hauteur, avec une crête de 5,5 m, et un volume utile de 0,138 million de m^3, permettant l'irrigation de 23 hectares.

Pour les ouvrages hydrauliques, une conduite unique en charge (Ø400 mm) a été prévue, intégrant en aval une dérivation (Ø200 mm) dédiée à la prise d'eau. Cette solution simplifiée permet de regrouper la vidange de fond et la prise d'eau, tout en assurant un fonctionnement indépendant et plus facile à entretenir.

Un évacuateur de crue latéral est dimensionné pour une crue centennale, et la stabilité de la digue a été vérifiée à l'aide du logiciel GeoStudio (SLOPE/W).

Mots-clés : Retenue collinaire, Étude hydrologique, Analyse géotechnique, Digue homogène, Irrigation agricole.

Abstract:

In a context of water scarcity and increasing agricultural needs, a technical study was conducted on the hillside reservoir of Oued Chehama, located in the Tiaret province. The watershed delimitation was carried out using ArcGIS, and geotechnical analyses confirmed the feasibility of an earth embankment dam.

The hydrological study was based on local rainfall data and several empirical methods, including SCS-CN and Gradex, with flood routing performed using the Muskingum method. Among the alternatives studied, the homogeneous earth dam was selected for its ease of construction, local availability of materials, and lower cost compared to the other option.

The project involves a 15.2-meter-high dam with a 5.5-meter-wide crest and a useful storage volume of 0.138 million cubic meters, designed to irrigate 23 hectares of agricultural land.

For the hydraulic works, a single pressurized conduit (Ø400 mm) was planned, with a downstream derivation (Ø200 mm) for the water intake. This simplified solution combines the bottom outlet and water intake in one system while ensuring independent and easier operation and maintenance.

A lateral spillway was dimensioned to handle a 100-year flood, and the dam's slope stability was verified using GeoStudio (SLOPE/W) software.

Keywords: Hill reservoir, Hydrological study, Geotechnical analysis, Homogeneous earth dam, Agricultural irrigation.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE : 1

CHAPITRE I : DESCRIPTION DU SITE ET CARACTERISATION TOPOGRAPHIQUE 2

I.1. Introduction : 3
I.2. Description et localisation générale de site d'étude : 3
I.2.1. Localisation de site : 3
I.2.2. Description de site : 3
I.2.3. Contrainte lie au site : 4
I.3. Conditions de choix du site d'un barrage 5
I.4. Choix de l'axe du la retenue : 6
I.5. Caractéristiques hydro-climatiques : 7
I.5.1. Les Températures : 7
I.5.2. Les Vents : 7
I.5.3. Humidité relative : 7
I.5.4. Tension de vapeur : 8
I.6. Conclusion : 8

CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE 9

II.1. Introduction : 10
II.2. Etude géologique : 10
II.2.1. Géologie régionale : 10
II.2.2. Géologie du bassin versant : 10
II.2.3. Géologie du site : 12
II.2.4. Matériaux de construction : 13
II.2.5. Formations du site de la retenue : 13
II.2.6. Stabilité des terrains de site de la retenue : 14
II.2.7. Sismicité du site de la retenue : 14
II.3. Etude géotechnique : 16
II.3.1. Travaux de reconnaissance : 16
II.3.2. Travaux de prospections géotechniques et essais de laboratoire à prévoir pour l'étude de faisabilité : 16
II.3.3. Résultats des essais de laboratoire et leurs interprétations : 18
II.3.4. Caractéristiques géotechniques pour le calcul de stabilité de la digue : 19
II.4. La granulométrie : 20
II.5. Conclusion : 22

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE 23

III.1. Introduction : 24
III.2. Caractéristique du Bassin versant : 24
III.2.1. Description de bassin versant (oued Chehama) : 24
III.2.2. Caractéristique morphométrique du bassin versant : 25
III.2.3. Caractéristique de forme : 25
III.3. Rectangle équivalent : 26
III.3.2. Caractéristiques du réseau hydrographique : 33
III.4. Etude des précipitations : 37
III.4.1. Ajustement statistique des pluies maximales journalières : 39
III.4.2. Pluies de courte durée : 43
III.5. Etude des apports : 44
III.5.1. Apport liquide : 44

III.5.2. Irrégularité des apports : 48
III.5.3. Apport solide : 49
III.6. Etude des crues : 51
III.6.1. Détermination des débits maximaux fréquentiels : 52
III.6.2. Hydrogramme de crue : 61
III.6.3. Choix de la crue de projet : 63
III.7. Etude de la régularisation : 64
III.7.1. Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation : 64
III.7.2. Caractéristiques géométriques de la retenue : 65
III.7.3. Calcul du volume utile : 66
III.8. Laminage de crue : 71
III.8.1. La méthode de Muskingum : 72
III.9. Choix de la largeur optimale : 76
III.9.1. Volume et cout de remblai : 76
III.9.2. Coût de la digue pour chaque variante : 78
III.9.3. Volume et coût du béton de l'évacuateur de crue : 79
III.9.4. Coût total du barrage : 82
III.10. Conclusion : 83
CHAPITRE IV : CHOIX ET CONCEPTION DE VARIANTE DE LA DIGUE 84
IV.1. Introduction : 85
IV.2. Aperçu générale : 85
IV.3. Les barrages en remblais : 85
IV.4. Méthodologie et Critère de sélection : 86
IV.4.1. Données topographiques : 86
IV.4.2. Qualité et disponibilités des matériaux de construction : 86
IV.4.3. Condition Géologique et géotechnique (la fondation, cuvette) : 86
IV.5. Présentation de la digue : 86
IV.5.1. Formule de CHANKIN : 88
IV.5.2. Méthode de US Engineers 88
IV.6. Variante 01 : digue en terre homogène (argile) : 89
IV.6.1. Disposition des drains et filtres : 89
IV.7. Variante 02 : Digue a zones (noyau en argile): 90
IV.7.1. Dimensionnement détailler du noyau : 90
IV.7.2. Clé d'étanchéité : 91
IV.7.3. Drain horizontal (tapis drainant) : 91
IV.7.4. Prisme de drainage : 91
IV.8. Calcul des volumes et cout des différente matériaux pour chaque variante : 91
IV.8.1. Digue Homogène : 91
IV.8.2. Digue a zones (noyau en argile): 93
IV.9. Cout final pour chaque variante : 95
IV.10. Choix final de la variante : 95
IV.11. Conception détaillée de la digue (digue homogène en argile) : 95
IV.11.1. Description de la digue et l'ensemble du système de drainage : 96
IV.11.2. Clé d'encrage (étanchéité) : 97
IV.11.3. L'ensemble du filtre et de drainage : 98
IV.11.4. Etude des infiltrations dans le barrage et ses fondations : 99
IV.12. Etude de stabilité : 104
IV.12.1. Généralité sur la stabilité Talus : 104
IV.12.2. Stabilité des talus : 104

IV.12.3. Conséquences de l'instabilité des talus : 105
IV.12.4. Présentation du logiciel GeoStudio 2018 R2 : 105
IV.12.5. Module d'analyse de stabilité de pente SLOPE/W : 106
IV.13. Conclusion : 115
CHAPITRE V : ETUDE DES OUVRAGE ANNEXES 116
V.1. Introduction : 117
V.2. Evacuateurs de crues 117
V.2.1. Critères choix du type d'un évacuateur de crue : 117
V.2.2. Choix de l'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal : 117
V.2.3. Dimensionnement de l'évacuateur de crue : 118
V.3. Vidange de fond : 131
V.3.1. Temps de vidange : 132
V.3.2. Bassin d'amortissement : 133
V.4. Prise d'eau: 136
V.5. Dérivation provisoire : 137
V.6. Conclusion : 139
CHAPITRE VI : ORGANISATION GENERALE DU CHANTIER 140
VI.1. Introduction: 141
VI.2. Dispositif général d'organisation du chantier: 141
VI.3. Séquencement et répartition des interventions: 141
VI.3.1. Préparation des emprises et aires de stockage: 142
VI.3.2. Mise en place des installations temporaires (base-vie): 142
VI.4. Nature et déroulement des travaux à réaliser: 142
VI.5. Ressources mobilisées pour les travaux : 143
VI.5.1. Ressources Humains : 143
VI.5.2. Ressources matérielles : 143
VI.6. Plan d'exécution des travaux (planning prévisionnel) : 145
VI.6.1. Principes de planification d'un projet de construction : 145
VI.6.2. Démarche de planification des activités : 145
VI.6.3. Les modes de représentation de la planification : 146
VI.7. Estimation des quantités et des coûts pour la digue et ses ouvrages : 150
VI.8. Conclusion : 151
CONCLUSION GENERALE : 152
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES 153

Liste des figures

Figure I-1 :Situation de site d'étude....4
Figure I-2 : Piste d'accès à réaménager....5
Figure I-3 : choix de l'axe de la digue....6
Figure I-4 : Représentation topographique du site avec tracé de l'axe de la digue....7
Figure II-1 : carte Topographique d'Ain Dalia à l'échelle 1/50000e....12
Figure II-2 : Carte géologique de l'Ouarsenis occidental à échelle 1:50000e....13
Figure II-3 : Carte sismique de l'Algérie selon les R.P.A version 2024 (C.G.S)....15
Figure II-4 : Coupe géologique suivant l'axe de la digue....15
Figure II-5 : Courbe Granulométrique du Remblai de la Digue....21
Figure III-1: Délimitation de bassin versant oued Chehama....25
Figure III-2: Carte hypsométrique de Bassin versant de L'Oued Chehama....27
Figure III-3: Courbe hypsométrique de Bassin versant de L'Oued Chehama....28
Figure III-4: Présentation de la carte du courbe de niveaux....29
Figure III-5: Présentation de la carte de la pente....31
Figure III-6: Réseau hydrographique du bassin versant....34
Figure III-7: Représentation graphique de la loi de GALTON (log-normal)....40
Figure III-8: Représentation graphique de la loi de GUMBEL....41
Figure III-9: Graphe comparatif des résultats d'ajustement par la méthode de Gumbel et Galton....42
Figure III-10: courbe intensité durée fréquence....44
Figure III-11: : Répartition mensuelle de l'Apports moyenne annuelle et fréquentiel a 80%....49
Figure III-12: Les limités géographiques des trois zones identifiées pour le calcul de débit maximum par Meddi et al., (2017)....55
Figure III-13 : Résultat de calcul de débit de crue pour T = 10 ans par la méthode SCS....59
Figure III-14 : Résultat de calcul de débit de crue pour T = 50 ans par la méthode SCS....60
Figure III-15 : Résultat de calcul de débit de crue pour T = 100 ans par la méthode SCS....60
Figure III-16 : Résultat de calcul de débit de crue pour T = 1000 ans par la méthode SCS....60
Figure III-17: l'hydrogramme de crue du bassin versant....63
Figure III-18: Courbe Hauteur surface Capacité....65
Figure III-19 : Projection de VNNR et Vmort sur la courbe Volume - Cote....71
Figure III-20 : courbe surface hauteur entre 508 m et 510 m....73
Figure III-21: courbe caractéristique de la retenue pour (b = 8m)....74
Figure III-22 : hydrogramme de sortie....75
Figure III-23 : Schéma du profil WES a paroi amont verticale....80
Figure III-24 : courbe d'optimisation....82
Figure IV-1 : Ligne de saturation d'un barrage homogène à drain horizontale....100
Figure IV-2 : Création d'un nouveau projet SLOPE/W....107
Figure IV-3 : Définition de la géométrie du barrage....107
Figure IV-4 : Caractéristiques mécaniques de la digue....108
Figure IV-5 : Caractéristiques mécaniques de la Fondation....108
Figure IV-6 : Définition de la ligne de saturation....108
Figure IV-7 : Définition des surfaces de glissement....109
Figure IV-8 : Cercle de rupture amont analysée (pas de séisme) avec Fs=2.448....109
Figure IV-9 :Cercle de rupture aval analysée (pas de séisme) avec Fs=2.168....110
Figure IV-10 : Cercle de rupture amont analysée (pas de séisme) avec Fs=4.238....110
Figure IV-11 : Cercle de rupture aval analysée (pas de séisme) avec Fs=2.168....111
Figure IV-12 : Cercle de rupture amont analysée (pas de séisme) avec Fs=2.109....111
Figure IV-13 : Cercle de rupture aval analysée (pas de séisme) avec Fs=2.168....112

Figure IV-14 : Cercle de rupture amont analysée (avec séisme) avec Fs=1.634 112
Figure IV-15 : Cercle de rupture aval analysée (avec séisme) avec Fs=1.512 113
Figure IV-16 : Cercle de rupture amont analysée (avec séisme) avec Fs=2.367 113
Figure IV-17 : Cercle de rupture aval analysée (avec séisme) avec Fs=1.512 114
Figure IV-18 : Cercle de rupture amont analysée (avec séisme) avec Fs=1.387 114
Figure IV-19 : Cercle de rupture aval analysée (avec séisme) avec Fs=1.512 114
Figure V-1 : abaque du calcul des paramètre A et B pour le profil amont 121
Figure V-2 : profil final de déversoir 123
Figure V-3 : La ligne d'eau dans le coursier 128
Figure V-4 : schéma du bassin a ressaut type I. 130
Figure V-5 : détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de Fraude compris entre 2,5 et 4,5 130
Figure V-6 : Trajectoire du canal de dérivation provisoire sur Google Earth (rive droite du la retenue) 138
Figure VI-1 : schéma critique par la méthode des nœuds. 150

Liste des tableaux

Tableau I-1 : Présentation des Coordonnée de site 3
Tableau I-2 : Températures (C°) minimales moyennes mensuelles (Source ANRH TIARET) 7
Tableau I-3 : Humidité relatives moyennes mensuelles (Station : Tiaret) (Source ANRH TIARET) 8
Tableau I-4 : Moyennes mensuelles de hauteur de vapeur (mm) 8
Tableau II-1 : Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération (2) 14
Tableau II-2 : Caractéristiques géotechniques de Terrains de fondation de la digue 19
Tableau II-3 : Caractéristiques géotechniques de remblai de la digue 20
Tableau II-4 : granulométrique du remblai de la digue 20
Tableau III-1: les caractéristiques morphométriques du bassin versant 25
Tableau III-2: Répartition des altitudes et surface partielle. 28
Tableau III-3: Résultat des altitudes caractéristique du bassin versant. 29
Tableau III-4: Classification d'ORSTOM 30
Tableau III-5: Résultat de calcul d'Indice de pente de roche. 32
Tableau III-6: Résultat de calcul de la pente moyenne du bassin versant. 33
Tableau III-7: longueur de chaque d'ordre d'eau. 35
Tableau III-8: Récapitulatif sur le calcul du temps de concentration. 36
Tableau III-9 : Tableau récapitulatif des caractéristiques du bassin versant D'oued Chehama 37
Tableau III-10: Répartition mensuelles du pluie moyenne. 38
Tableau III-11: Répartition annuelles des pluies maximales journalières 38
Tableau III-12: Caractéristique de l'échantillon 39
Tableau III-13: Résultat de l'Ajustement à la loi de GUMBEL 40
Tableau III-14: Résultat de l'Ajustement à la loi de GUMBEL 41
Tableau III-15: Résultats du test de Khi-carré 42
Tableau III-16 : précipitation et intensité pour différente fréquence 43
Tableau III-17: Apports Moyenne Annuelle 46
Tableau III-18: résultat du calcul de coefficient de variation 48
Tableau III-19: Les apports liquides de différentes fréquences 49
Tableau III-20: Répartition mensuelle de l'Apports moyenne annuelle et fréquentiel 49
Tableau III-21: résultat de calcul du transport solide 51
Tableau III-22: résultat de calcul de débit solide 51
Tableau III-23:débit maximum par la formule de MALLET-GAUTHIER 52
Tableau III-24: débit maximum par la formule de SOKOLOVSKY 53

Tableau III-25: débit maximum par la formule de TERRAZA 53
Tableau III-26: débit maximum par la formule de Giandotti 54
Tableau III-27 : débit maximum par la formule de L'ANRH 54
Tableau III-28: Modèle pour calculer $Qmax$ (m^3/s) en fonction de la surface du bassin versant(A) en km2 et la pente du cours d'eau principal (S) en % 55
Tableau III-29: Q(F) (quantile fonction).....55
Tableau III-30: débit maximum par la formule de MEDDI.....56
Tableau III-31: Résultats débits de pointe par le modèle Gradex 57
Tableau III-32: tableau spécifique pour la détermination du CN 59
Tableau III-33: Débit maximale par la méthode SCS 61
Tableau III-34: Récapitulatif des débits maximums selon différentes méthodes 61
Tableau III-35: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ 62
Tableau III-36: Calcul de l'Hydrogramme de crue pour différent période de retour.....62
Tableau III-37: Crues de projet recommandées 64
Tableau III-38 : répartition des besoins en eau mensuelles 64
Tableau III-39: Les caractéristiques (superficie, Volume) du réservoir 65
Tableau III-40: Calcul de la régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes 66
Tableau III-41: perte par évaporation et infiltration 68
Tableau III-42: Calcul de la régularisation saisonnière en tenir compte des pertes.....68
Tableau III-43: les pertes d'évaporation et infiltration pour la deuxième approximation 69
Tableau III-44: volume de remplissage final pour la deuxième approximation 70
Tableau III-45: Résultat final de régularisation 70
Tableau III-46: Calcul de la courbe caractéristique de la retenue.....74
Tableau III-47: hydrogramme laminée pour une largeur b=8 m.....75
Tableau III-48 : Récapitulatif des résultats obtenus par la méthode de Muskingum 76
Tableau III-49 : calcul de la revanche.....77
Tableau III-50 : résultat de calcul de la hauteur Hb 77
Tableau III-51 : résultat de calcul de la largeur en crête du barrage 78
Tableau III-52 : volume de la digue pour b =10 m 79
Tableau III-53 : volume et coût du remblai de la digue 79
Tableau III-54 : coût du canal d'approche 80
Tableau III-55 : coût de déversoir.....81
Tableau III-56 : coût de coursier 81
Tableau III-57 : Coût Totale du barrage 82
Tableau IV-1: Valeurs des pentes amont et aval en fonction du matériau de la digue.....87
Tableau IV-2 : choix des pentes des talus selon le type de barrage.....87
Tableau IV-3 : Volume total du corps de la retenue (recharge en argile) 92
Tableau IV-4 : volume de protection talus amont (sable,Gravier;e = 20 cm) 92
Tableau IV-5 : volume de protection talus amont (enrochement, e = 45cm).....92
Tableau IV-6 : volume de protection talus aval (TVC, e = 20cm).....93
Tableau IV-7 : volume d'argile du noyau 93
Tableau IV-8 : calcul le volume total de la digue 94
Tableau IV-9 : volume de protection talus aval (TVC, e = 20cm).....94
Tableau IV-10 : cout préliminaire pour chaque variante 95
Tableau IV-11 : détaille générale de la digue 96
Tableau IV-12 : récapitulatif sur la protection des talus amont et aval 97
Tableau IV-13 : dimensionnement de la clé d'encrage 97
Tableau IV-14 : dimensionnement de drains pied (prisme de drainage).....98
Tableau IV-15 : Coordonnées de la parabole de KOZENY.....100
Tableau IV-16 : Classification des barrages.....102

Tableau IV-17 : Gradient admissible à travers le remblai terreux 102
Tableau IV-18 : Détermination du gradient d'Infiltration admissible..... 103
Tableau IV-19 :Récapitulatif de calcul de coefficient de sécurité pour les trois cas 115
Tableau V-1 coordonnée de profil aval de déversoir 120
Tableau V-2 : coordonnée de profil aval..... 121
Tableau V-3 : Coordonnées de la surface supérieure de la nappe liquide franchissant un déversoir standard type WES, à paroi amont verticale 122
Tableau V-4 : coordonnée de nappe d'eau supérieure 122
Tableau V-5 : étape par étape de la ligne d'eau 128
Tableau V-6 : Calcul temps de vidange 133
Tableau V-7 : Valeurs typiques du coefficient de Manning pour des canaux en terre naturelle (d'après Ven Te Chow, 1959) 137
Tableau V-8 : Vitesses admissibles dans un canal protégé selon le type de revêtement (USDA–NRCS, 2001) 138
Tableau VI-1 : paramètre de calcul par la méthode CPM. 148
Tableau VI-2 : différentes phases de travaux (séquence). 149
Tableau VI-3 : devis estimatif et quantitatif pour la digue et d'autre ouvrage annexe 151

Liste des planches :

Planche n°1 : Plan Topographique Avec Tracé De Projet.

Planche n°2 : Coupe En Travers (8-8) De La Digue.

Planche n°3 : Profil En Long Suivant L'axe De La Digue Avec La Coupe Géologique.

Planche n°4 : Profil En Long De L'évacuateur De Crue.

Introduction générale :

Face aux défis grandissants du secteur agricole national, il est devenu indispensable d'instaurer de nouveaux leviers de développement. Une utilisation optimale des ressources existantes, notamment hydriques, constitue en effet un moteur clé pour accroître la production, dynamiser l'économie et rehausser le bien-être des populations.

Consciente de cet enjeu, l'État a redoublé d'efforts pour consolider la mobilisation des eaux. Les actions menées ces dix dernières années ont permis d'améliorer l'approvisionnement destiné aussi bien à l'usage domestique qu'aux secteurs agricole et industriel. Parmi ces initiatives figure le programme de retenues collinaires déployé à l'échelle de la wilaya : il offre une réponse durable aux besoins d'irrigation.

C'est dans ce contexte qu'a été réalisée la présente étude, consacrée à la retenue collinaire implantée dans la commune de Sebet, wilaya de Tiaret. Le projet, qui s'appuie sur un barrage en remblai édifié avec des matériaux locaux, inclut divers aménagements : canal de décharge en crue, prise d'eau et système de drainage profond.

Cette recherche souligne l'importance de telles infrastructures pour sécuriser les ressources hydriques et soutenir un développement agricole durable, renforçant ainsi la résilience du territoire face aux aléas climatiques et aux tensions sur l'eau.

Chapitre I : Description du site et caractérisation topographique

I.1. Introduction :

Il n'est possible de concevoir et de dimensionner une retenue collinaire qu'en disposant d'une connaissance aussi précise que possible du site d'implantation, dans sa globalité (topographie, géologie, hydrologie, géotechnique…). Cette connaissance est essentielle pour évaluer la faisabilité et l'efficacité de la solution retenue, ainsi que d'éventuelles alternatives compensatoires.

Ce chapitre vise à décrire la zone d'étude en s'appuyant sur ses caractéristiques géographiques, hydro-climatiques et environnementales. Il repose sur l'analyse des données topographiques du milieu, indispensables à la conception de la retenue.

L'étude topographique, réalisée à partir d'un levé de terrain, constitue une première étape dans l'estimation des paramètres essentiels à la conception de l'ouvrage. Elle permet notamment de déterminer l'implantation optimale de la digue, d'établir les courbes de niveau et de caractériser le bassin versant.

I.2. Description et localisation générale de site d'étude :

I.2.1. Localisation de site :

Le site de la retenue collinaire de Chehama , **(Figure I-1)** est situé dans la commune de Sebt à environ, 202 Km de la capitale Alger et à 27 Km à le nord de la ville de Tiaret . Il Se trouve approximativement à 1 km au sud-est du chef-lieu de la commune.

La zone d'étude s'étend sur les Hauts Plateaux, dans la partie occidentale de la région de Tiaret, connue sous le nom de Hauts Plateaux oranais. Cette région est caractérisée par un climat semi-aride, des reliefs modérément accidentés et des ressources en eau limitées, rendant la mise en place de structures de stockage d'eau essentielle pour le développement agricole et la gestion des ressources hydriques.

Les coordonnées LAMBERT du site sont spécifiées et extrait de la carte Topographique SIDI HOSNI F^{euille} N° 187 à l'échelle (1/50000è) :

Tableau I-1 : Présentation des Coordonnée de site

Coordonnées	X (km)	Y (km)	Z(m)
Oued Chehama Commune de SEBT	379.363	260.201	502

I.2.2. Description de site :

1. Le fond de la vallée est plus ou moins resserré, caractérisé par un léger dépôt Colluvionaire abandonné par le cours d'eau.
2. La rive droite est à pente abrupte située en contrebas de la colline.
3. La rive gauche est à pente plus ou moins douce, favorisant ainsi l'implantation de l'évacuateur de crues.

4. Le fond du lit d'oued est étanche, l'étanchéité est caractérisée par un substratum rocheux d'où la rétention des eaux de surface constatée lors de la visite.
5. La zone d'emprunt a été matérialisée en queue de la cuvette et sur la rive gauche permettant ainsi un endiguement soit homogène ou hétérogène, ces deux variantes seront confirmées dans l'étude géotechnique.
6. La chasse des vases sera assurée par une conduite de vidange de fond qui sera implantée à un point élevé par rapport au lit d'oued et en rive gauche.
7. L'irrigation des terres par la conduite de prise d'eau connectée avec celle de la vidange de fond.

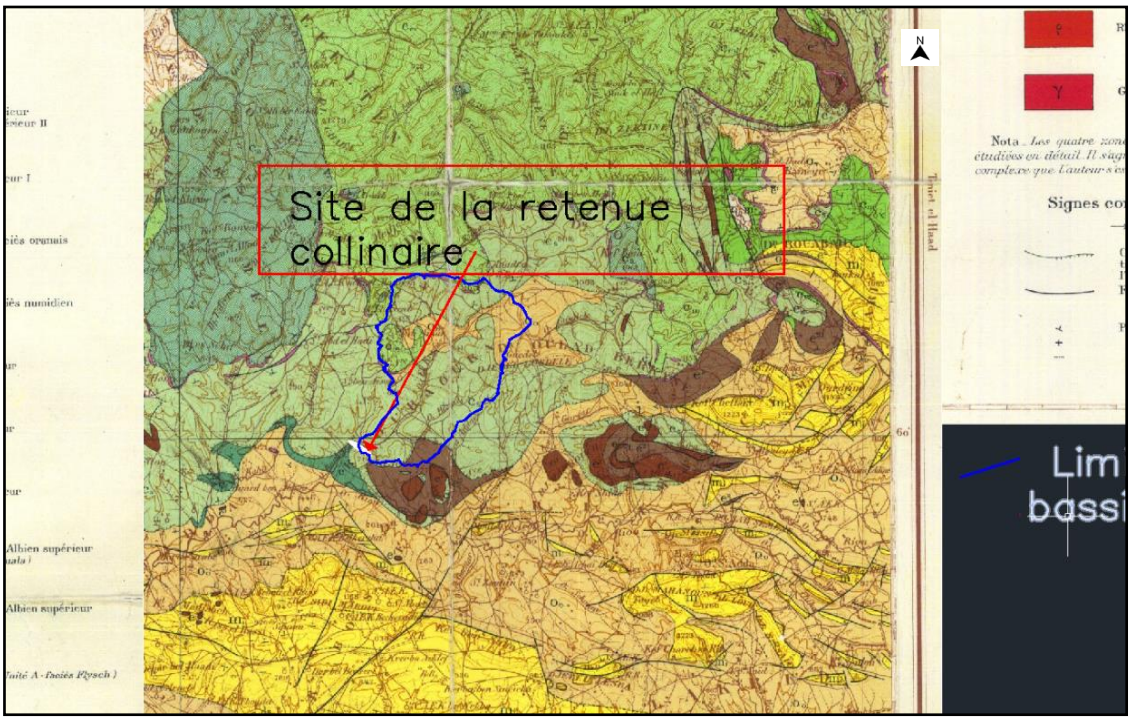


Figure I-1 :Situation de site d'étude

I.2.3. Contrainte lie au site :

Parmi ces contraintes, il y a lieu de signaler ;

1. Déplacement partiel de la route (Figure I-2) située en rive droite de l'ouvrage. Ce déplacement est nécessaire pour garantir l'accès aux habitants riverains répartis dans le bassin versant, en raison des risques d'inondation engendrés par un remplissage forcé de la retenue à la cote 508,90 m.
2. Déplacement de la ligne électrique moyenne tension, qui traverse la cuvette et comporte cinq (05) poteaux à relocaliser.



Figure I-2 : Piste d'accès à réaménager

I.3. Conditions de choix du site d'un barrage

Le choix du site d'implantation d'une retenue collinaire repose sur plusieurs critères prépondérants :

- **Topographie** : Une vallée resserrée et une dépression naturelle en amont sont des éléments favorables, permettant d'optimiser la performance du barrage en minimisant sa longueur tout en maximisant sa capacité de stockage.
- **Géologie et géotechnique** : La stabilité des sols, leur faible compressibilité et leur imperméabilité sont des facteurs déterminants. La disponibilité locale des matériaux de construction (argile, graviers, enrochements) constitue également un critère économique essentiel.
- **Hydrologie** : Une étude hydrologique approfondie est nécessaire pour caractériser les débits, leur fréquence, ainsi que le risque de sédimentation, afin d'assurer une gestion efficace de la retenue.
- **Sismicité** : En zone sismique, le site doit permettre la construction d'un barrage résistant aux secousses, garantissant ainsi la sécurité des populations et des infrastructures en aval.
- **Aspects socio-économiques** : Le coût global du projet, la proximité des sources de matériaux, ainsi que les conditions d'accessibilité aux sites d'extraction et aux voies de transport sont des éléments déterminants.
- **Aspect environnemental** : L'intégration du barrage dans son environnement doit être prise en compte en évaluant son impact sur les écosystèmes locaux et en adoptant des mesures d'atténuation appropriées. (1)

I.4. Choix de l'axe du la retenue :

Le site étudié est situé dans un bassin versant culminant à une altitude de 1184 m au niveau du Djebel Guedal, à l'est. Les altitudes moyenne et minimale sont respectivement de 778,20 m et 480 m. Le réseau hydrographique y est bien développé, avec deux principaux oueds :

- Au nord : l'Oued Khemis, qui prend le nom d'Oued Chehama après sa confluence avec l'Oued Mizab.
- Au sud : l'Oued Besbas, qui conflue avec l'Oued Chehama à 1,5 km en amont du site de la retenue collinaire.

L'axe de la digue (**Figure I-3 et Figure I-4**) est implanté dans un resserrement de vallée, permettant ainsi d'optimiser la longueur en crête.

La cuvette est traversée par un oued principal, l'Oued Chehama, qui présente un réseau hydrographique assez dense couvrant l'ensemble du territoire de la commune de Sebet. Ce réseau est alimenté par plusieurs cours d'eau, notamment l'Oued Khemis, qui devient l'Oued Chehama après sa confluence avec l'Oued Mizab. Ces deux oueds constituent les principales sources d'alimentation hydraulique de la future retenue collinaire.

L'objectif principal de la retenue est la mobilisation des eaux de surface pour l'irrigation des terres agricoles fertiles avoisinantes. L'écoulement est temporaire et provient principalement des sources réparties le long du cours d'eau principal.



Figure I-3 : choix de l'axe de la digue

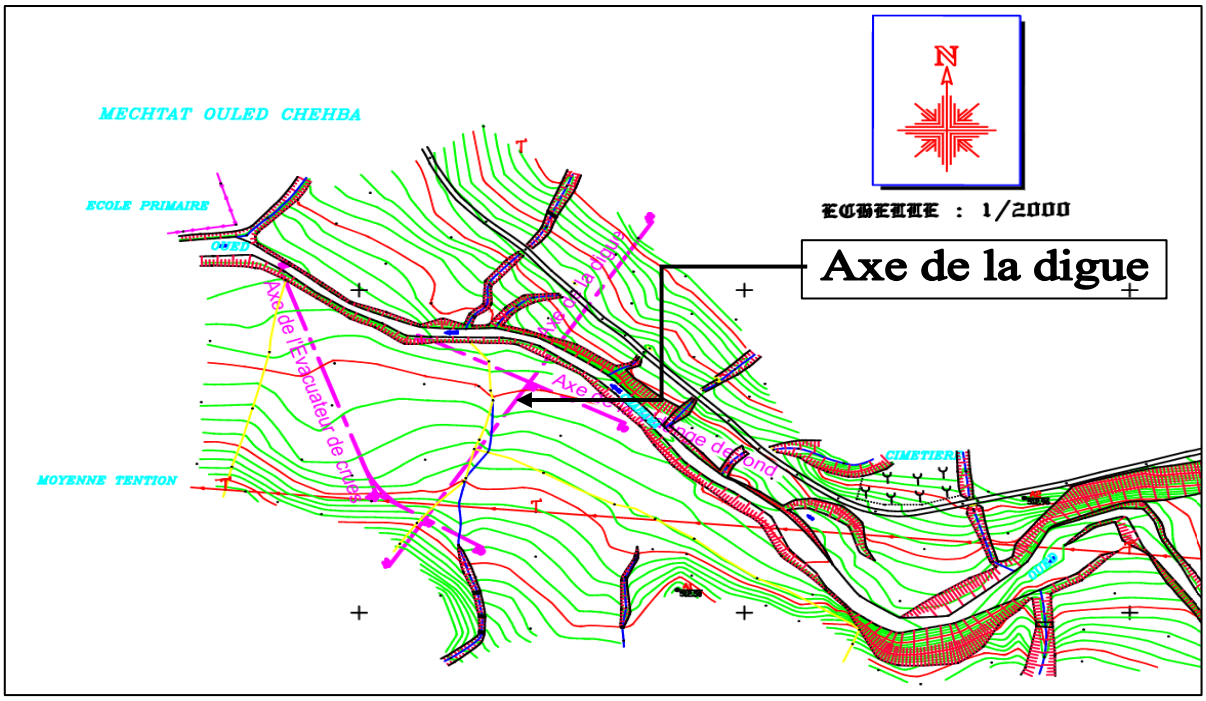


Figure I-4 : Représentation topographique du site avec tracé de l'axe de la digue

I.5. Caractéristiques hydro-climatiques :

La région présente un climat de type méditerranéen à influence continentale, typique des reliefs de l'Ouarsenis. Ce climat se distingue par des hivers froids et humides, contrastant avec des étés marqués par une chaleur intense et une forte sécheresse.

I.5.1. Les Températures :

On distingue du **Tableau I-2** , des températures extrêmes allant de 0°C à 26°C. L'amplitude thermique annuelle est très élevée et est de l'ordre de 20° à 26°C entre l'été et l'hiver.

Tableau I-2 : Températures (C°) minimales moyennes mensuelles (Source ANRH TIARET)

Station	Mois	Sept	oct	Nov	déc	Jan	fév	Mar	avr	Mai	Juin	Juillet	Août	Moy
Station Tiaret	Tc°	20,7	16	10,3	6,6	6,1	6,9	9,1	12,1	16,1	21,0	25,9	26,0	14,8

I.5.2. Les Vents :

La direction dominante des vents est Nord-Ouest avec une vitesse moyenne de 5m/s. Le Sirocco souffle essentiellement en juillet et août, qu'environ 20 jours par an.(**Source ANRH TIARET**)

I.5.3. Humidité relative :

Le **Tableau I-3** illustre la variation mensuelle de l'humidité relative de l'air dans la région. La valeur moyenne annuelle s'établit à 58,9 %, tandis que l'humidité générale moyenne tourne autour de 50 %.

Tableau I-3 : Humidité relatives moyennes mensuelles (Station : Tiaret) (Source ANRH TIARET)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Jui.	Juil.	Aoû.	Moy.
H%	44	53	62	68	67	55	54	47	44	39	29	37	50

I.5.4. Tension de vapeur :

L'évaporation a été évaluée à l'aide de l'évaporomètre de type « BAC COLORADO ». D'après les données présentées dans le tableau I-4, la moyenne annuelle observée est de 1887 mm. Les valeurs minimales sont enregistrées durant la saison hivernale (décembre, janvier et février), tandis que les pics d'évaporation se manifestent en été, notamment en juin, juillet et août.

Tableau I-4 : Moyennes mensuelles de hauteur de vapeur (mm)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Jui.	Juille.	Août.	Som.
E mm	206	125	88	64	52	48	92	118	188	253	332	321	1887

I.6. Conclusion :

Le choix du site d'implantation ainsi que l'analyse de sa topographie sont des éléments essentiels dans la conception d'une retenue collinaire. La caractérisation du site permet d'identifier son potentiel et d'évaluer ses éventuelles contraintes en fonction de sa géologie, topographie et hydrologie.

L'étape suivante consiste à analyser en détail les caractéristiques géologiques et géotechniques du site afin de déterminer le type de barrage le plus adapté et d'optimiser la conception de cet aménagement.

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

II.1. Introduction :

Dans le processus de conception et d'évaluation de la stabilité de l'ouvrage, l'analyse géologique et géotechnique joue un rôle fondamental. Elle vise à identifier la nature du sol, à déterminer ses propriétés mécaniques, ainsi qu'à évaluer la présence et l'accessibilité des matériaux pouvant être utilisés pour la construction. Ces investigations, s'appuyant à la fois sur l'analyse de données cartographiques, des observations in situ et des essais en laboratoire, ont été réalisées par le laboratoire ATLAS KSEL (antenne de Tiaret). Elles ont permis d'identifier les types de sols présents sur le site, leur comportement en présence d'eau ainsi que leur aptitude à être utilisés comme matériaux de construction.

Ce chapitre présente les principales données issues de ces études et leur impact sur le choix des techniques de construction de la digue.

II.2. Etude géologique :

II.2.1. Géologie régionale :

La retenue collinaire aménagée sur l'oued Chehama se trouve dans la partie sud du Tell, délimitée au nord par la dépression du Chélif et au sud par les Hauts Plateaux. Cette zone correspond à un secteur de soulèvement marqué transversalement au Tell, où l'on observe des affleurements de formations miocènes liées au bassin du Chélif, ainsi que des dépôts plio-quaternaires des plaines hautes. Les terrains d'âge tertiaire et crétacé, fortement déformés par la tectonique, appartiennent non pas au socle africain proprement dit, mais à sa marge nord, constituant la bordure méridionale du bourrelet tellien.

La couverture végétale y est relativement faible et disparaît progressivement vers le sud, laissant place aux zones subarides de la bordure sud-tellienne. Toutefois, quelques forêts subsistent sur les reliefs les plus élevés, Ce relief donne lieu à un paysage montagneux accidenté, difficilement accessible et peu favorable à l'expansion des activités agricoles.

Sur le plan tectonique, la zone des massifs de l'ouest de l'Ouarsenis se caractérise par une organisation en écailles, marquée par une structure nappée particulièrement complexe. L'évolution de ces structures, en lien avec la chaîne tellienne, s'est déroulée depuis l'Éocène supérieur jusqu'au Miocène moyen.

II.2.2. Géologie du bassin versant :

II.2.2.1 Géomorphologie :

L'ensemble du bassin versant de la retenue sur Oued Chehama est caractérisé dans l'ensemble par un relief montagneux occupé par des terrains de l'Oligocène, Eocène supérieur, Crétacé supérieur et Crétacé moyen.

Le couvert végétal est presque absent, mis à part les zones hautes du versant nord d'Oued Chehama occupée par des forêts.

Le chevelu hydrographique est bien important avec deux principaux oueds :

-Au Nord, Oued Khemis qui prend le nom d'Oued Chehama après sa confluence avec Oued Mizab.

-Au Sud, Oued Besbas qui conflue avec Oued Chehama à 1.5Km. En amont du site de la retenue collinaire.

II.2.2.2 Analyse lithostratigraphique:

Le bassin versant de la retenue collinaire sur Oued Chehama comporte les formations géologiques suivantes :

a- L'Oligocène

Les formations oligocènes consistent en marnes noires très schisteuses qui se délitent en fines esquilles dures dans lesquelles sont disséminés irrégulièrement des bancs de grès de 10 à 40 cm peu nombreux, (voir extrait de carte géologique)

b- L'Eocène supérieur

Il est représenté par des dépôts marneux

c- Crétacé supérieur

Les formations du crétacé supérieur constituent la majorité des terrains du bassin versant, partie du bassin versant présentés par des grès et des marnes. Ces formations chevauchent celles de l'Oligocène et de l'Eocène supérieur.

d- Crétacé moyen

Le Crétacé moyen représente des affleurements des flysch schisto-gréseux

e- Trias

Le Trias consiste en gypse emballant des calcaires dolomitiques et cargneules.

II.2.2.3 Structures :

Les structures des terrains du bassin versant sont caractérisées par des structures de charriage affectant les terrains crétacés et Eocène supérieur :

- La klippe du Crétacé moyen, mise en contact avec l'Oligocène à la base des coussinets triasiques.
- Le Crétacé supérieur mise en contact anormal sur l'Oligocène et l'Eocène supérieur.

II.2.2.4 Aperçu hydrogéologique :

Selon l'examen de la carte Topographique d'Ain Dalia (Figure II-1) à l'échelle 1/50.000, la plupart des sources se situent sur le versant nord d'Oued Chehama au niveau des formations gréseuses du Crétacé. Les alluvions, de faible épaisseur recèlent une maigre nappe aquifère.

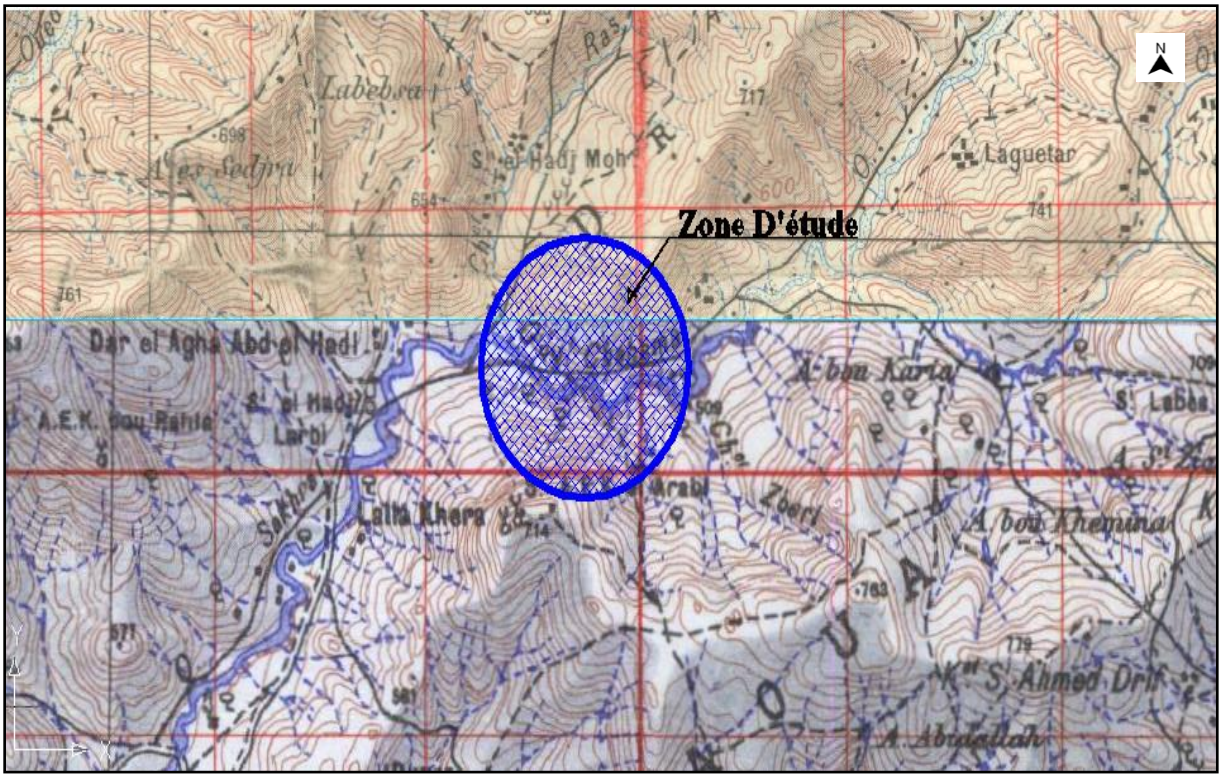


Figure II-1 : carte Topographique d'Ain Dalia à l'échelle 1/50000e.

II.2.3. Géologie du site :

La fondation de ce Petit barrage est constituée de sédiments alluviaux fondamentalement gros, ils sont représentés par une grande quantité de blocs de roches à différents types dans une matrice argilo sableuse de couleur caramel, juste au-dessous on y trouve des marnes et de calcaires compactes de couleur gris sombre.

Au-dessus de ces dernières sur les deux rives on observe des sédiments alluviaux fondamentalement gros dans une matrice sablo argileuse de couleur caramel avec des blocs, des fragments et des graviers de roches abondants. Les sols qui se trouvent au-dessous des sédiments alluviaux et au-dessus des marnes.

L'épaisseur de ces alluvions dépasse 3m à confirmer par des sondages pour la phase géotechnique.

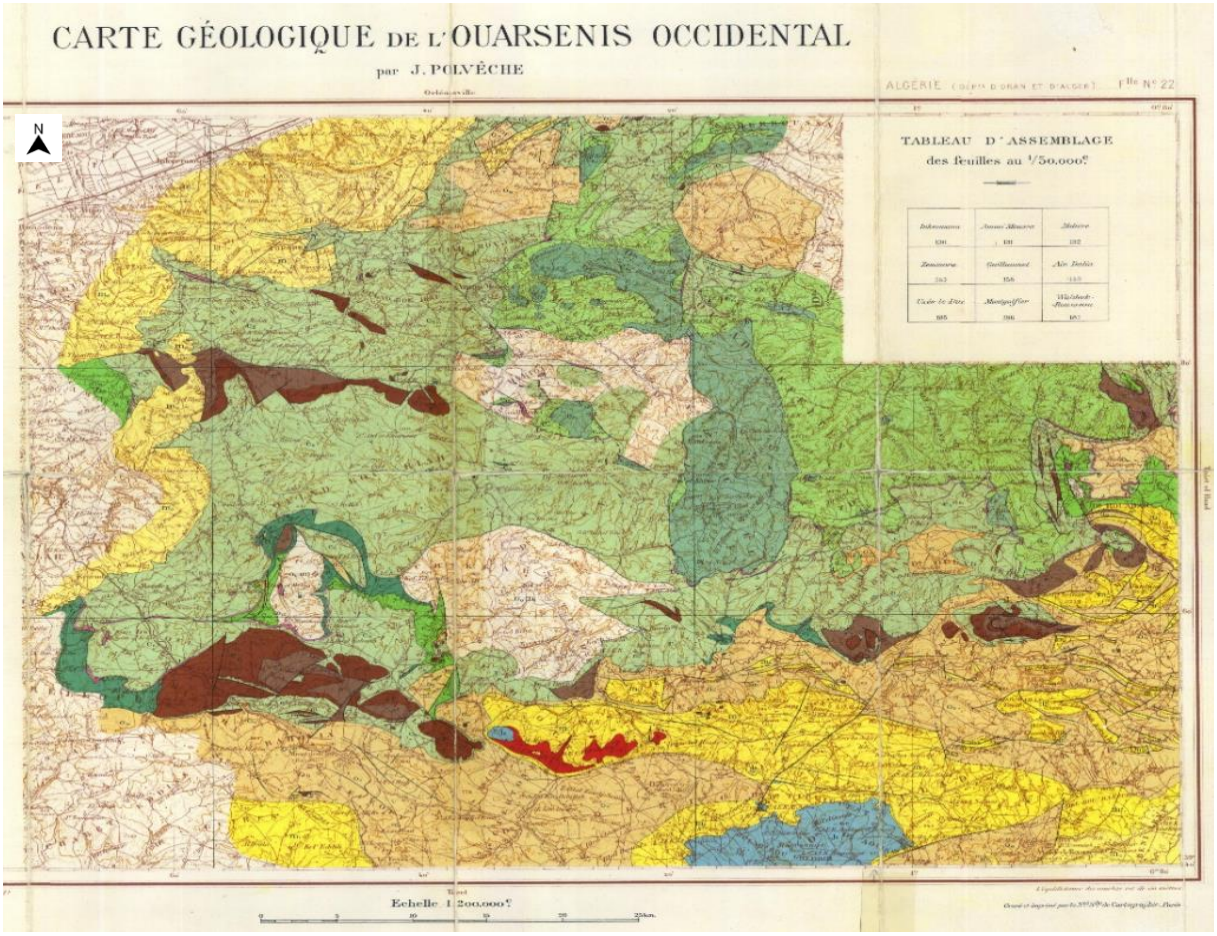


Figure II-2 : Carte géologique de l'Ouarsenis occidental à échelle 1:50000e.

II.2.4. Matériaux de construction :

Les investigations menées sur le terrain ont permis d'identifier, en surface, une zone favorable à l'extraction des matériaux argileux requis pour la réalisation du petit barrage. Cette zone est localisée à environ 150 mètres en amont de l'axe, sur la rive droite.

Pour ce qui est des matériaux d'enrochement destinés à la protection des talus amont et aval, leur prélèvement est envisagé dans le lit de l'oued, sous forme de blocs rocheux. Si ces derniers s'avèrent insuffisants, les affleurements présents sur les crêtes des reliefs en rive droite pourraient constituer une source complémentaire.

II.2.5. Formations du site de la retenue :

D'après les résultats des investigations géotechniques (puits et fouilles), les formations présentes au niveau de l'implantation de la digue se répartissent de la manière suivante :

- Rive gauche : Elle débute dans le fond de la vallée par une pente très douce sur environ 30 mètres. Cette zone est composée en surface d'une couche de terre végétale limoneuse, reposant sur une couche d'argile de type marne noire d'environ 0,70 m d'épaisseur. En dessous se trouve une couche de marne noire compacte, imperméable, atteignant une épaisseur de 3 m (voir coupe géologique, Figure II-4).

- Rive droite (amont) : Elle présente une pente plus marquée, dans le prolongement du fond de la vallée. Le sol y est constitué majoritairement d'argiles, recouvertes d'une fine couche de terre végétale ne dépassant pas 1,0 m, formée d'argile marneuse noire mêlée à des graviers et cailloux.
- Rive gauche (partie supérieure) : Cette zone montre une pente modérée, avec des caractéristiques similaires à celles de la rive droite en fond de vallée. Elle est recouverte de dépôts sablo-caillouteux reposant sur une couche d'argile noire compacte.

Lors des prospections et des prélèvements d'échantillons, une nappe phréatique a été identifiée au niveau du lit de l'oued. Il s'agit d'eaux souterraines alimentées par des sources d'eau douce, ce qui en confirme l'intérêt pour l'irrigation agricole.

II.2.6. Stabilité des terrains de site de la retenue :

Les terrains constituant le site ainsi que la cuvette de la future retenue collinaire de Chehama présentent globalement des pentes de faibles à moyennes. Cette configuration géomorphologique ne laisse pas présager de risques significatifs de glissements de terrain susceptibles de compromettre la stabilité de la digue ou de ses ouvrages annexes lors de la mise en eau de la retenue.

II.2.7. Sismicité du site de la retenue :

d'après les nouvelles « Règles Parasismiques Algériennes RPA 2024 » qui remplacent la version 2003, le territoire national est désormais décomposé en 7 zones de sismicité, et les zones définies sont les suivantes :

- Zone 0 : Sismicité très faible
- Zone I : Sismicité faible
- Zone II : Sismicité faible à moyenne
- Zone III : Sismicité moyenne
- Zone IV : Sismicité moyenne à élevée
- Zones V & VI : Sismicité élevée. (2)

Le site de la retenue, situé dans la commune de Sebt, est classé en zone sismique III ou A= 0.15.

Tableau II-1 : Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération (2)

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

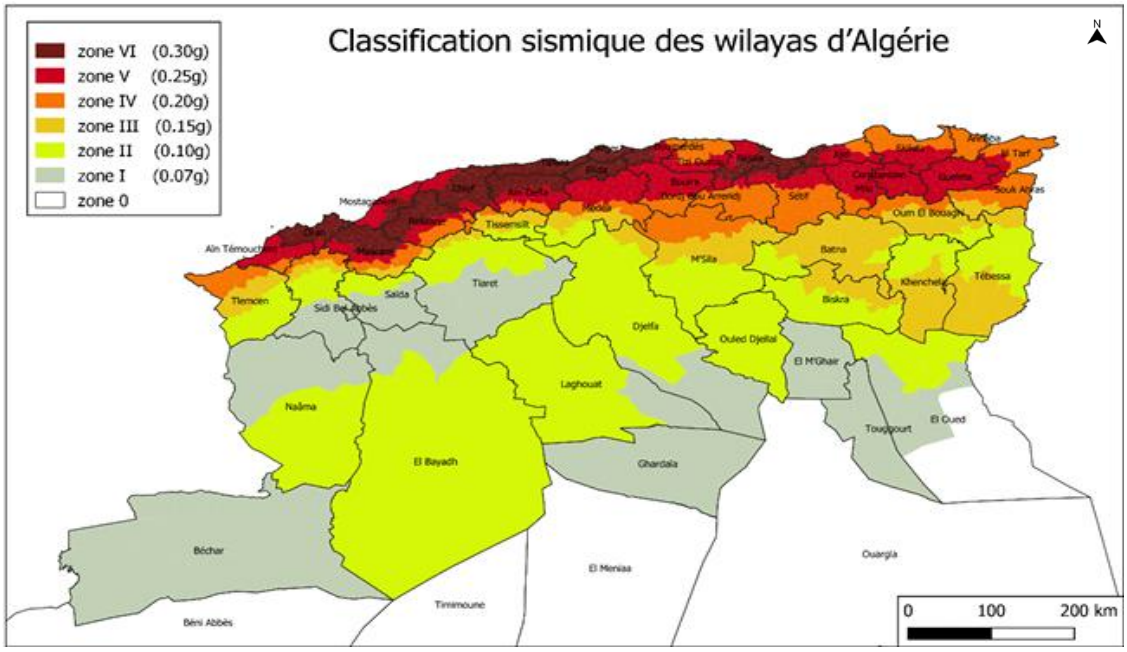


Figure II-3 : Carte sismique de l'Algérie selon les R.P.A version 2024 (C.G.S)

La coupe ci-dessous illustre la structure géologique observée le long de l'axe de la digue, sur la base des sondages réalisés. Elle permet de visualiser les couches rencontrées et de justifier le choix du type de fondation retenu.

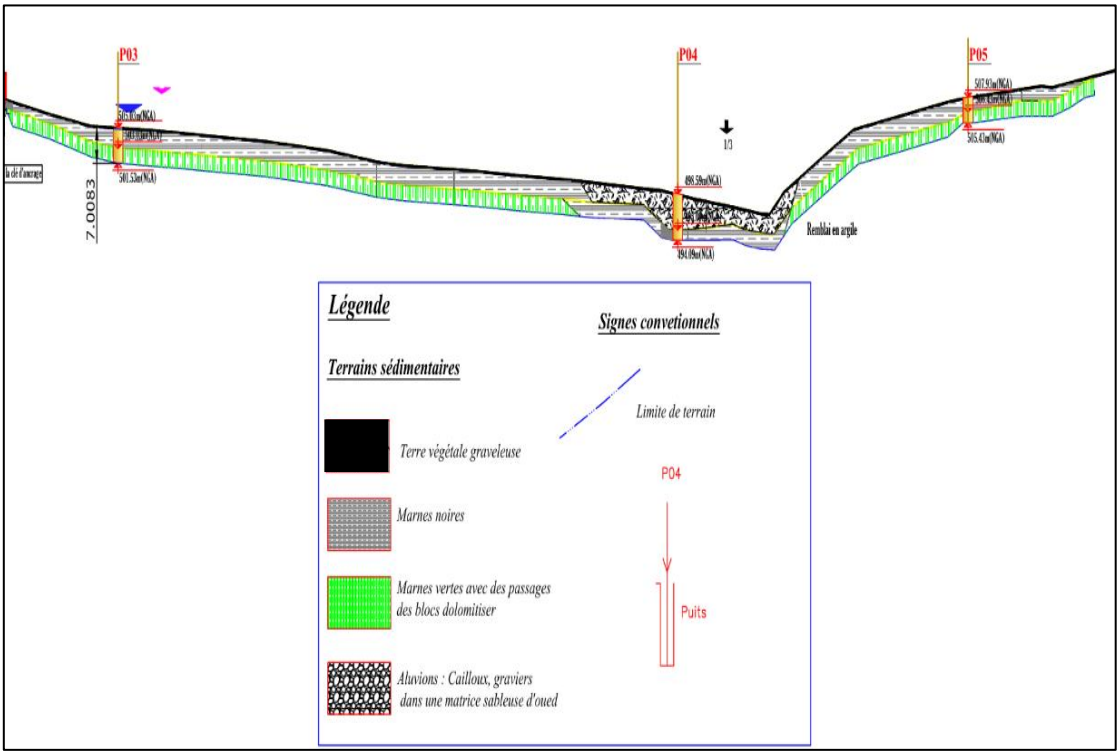


Figure II-4 : Coupe géologique suivant l'axe de la digue

II.3. Etude géotechnique :

II.3.1. Travaux de reconnaissance :

L'étude des terrains de fondation de la digue et des matériaux nécessaires à sa construction a nécessité une reconnaissance approfondie du site. Cette investigation a été réalisée par des fouilles mécaniques et des analyses géotechniques, permettant d'évaluer les caractéristiques physico-mécaniques des sols.

Les travaux effectués comprennent :

- Une visite de site pour observer les conditions morphologiques du terrain.
- Six forages ont été réalisés à l'aide d'un hydrochargeur, atteignant une profondeur maximale de 4,55 mètres.
- Des coupes lithologiques ont été établies pour les sols traversés, avec prélèvement d'échantillons représentatifs en vue d'analyses.
- Des essais en laboratoire ont été effectués afin de caractériser les propriétés géotechniques des horizons de fondation.
- L'ensemble des résultats obtenus a été analysé et synthétisé dans le présent rapport.

II.3.1.1 Au niveau du site de la retenue :

Trois puits (PO3, PO4 et PO5) ont été creusés à des profondeurs variant entre 3 et 4,5 mètres, avec prélèvement d'échantillons de sol pour analyses en laboratoire. Ces échantillons ont ensuite été soumis à des tests visant à caractériser leurs propriétés physico-mécaniques

II.3.1.2 Au niveau des zones d'emprunt :

Dans le cadre de la recherche de matériaux adaptés à la construction de la digue, deux zones ont été identifiées : l'une destinée à l'exploitation directe et l'autre réservée comme zone de stockage. Trois puits de reconnaissance (P01, P02 et P03) ont été ouverts à l'aide d'une pelle mécanique dans ces secteurs. Des échantillons y ont été prélevés en vue d'analyses en laboratoire, visant à déterminer les propriétés physico-mécaniques des matériaux rencontrés.

II.3.2. Travaux de prospections géotechniques et essais de laboratoire à prévoir pour l'étude de faisabilité :

II.3.2.1 Axe de la digue et ouvrages annexes :

- La réalisation d'un ou deux sondages carottés, si nécessaire, au niveau du lit majeur, permettant de traverser le substratum (marnes) sur une profondeur supplémentaire d'environ 2 mètres. Des échantillons de sol ont été prélevés pour être soumis à des essais géotechniques en laboratoire.
- L'ouverture de deux à quatre fouilles mécaniques sur les rives, atteignant des profondeurs au-delà du substratum, avec prélèvement d'échantillons en vue d'analyses géotechniques en laboratoire.

- La réalisation, si besoin, de quatre essais de perméabilité de type Lefranc dans les formations alluviales.

Essais physiques réalisés :

- Teneur en eau naturelle
- Densité sèche
- Degré de saturation
- Teneur en eau à saturation
- Limite de liquidité
- Indice de plasticité
- Analyse granulométrique et sédimentométrique

Essais mécaniques effectués :

- Essais de cisaillement direct à la boîte de type UU (non consolidé - non drainé)
- Essais de compressibilité à l'odomètre

Analyses chimiques pratiquées :

- Teneur en carbonates
- Teneur en sulfates
- Teneur en matière organique

II.3.2.2 Zone d'emprunt :

Une campagne de prospection sera menée à l'aide de fouilles mécaniques dans les zones avoisinant le site, dans le but d'identifier les matériaux de remblai exploitables pour la construction de la digue. Des échantillons seront prélevés en fonction des volumes estimés nécessaires, puis analysés en laboratoire.

Essais physiques prévus :

- Détermination de la limite de liquidité
- Calcul de l'indice de plasticité
- Analyse granulométrique et sédimentométrique

Essais mécaniques programmés :

- Essais de cisaillement à la boîte (type UU : non consolidé – non drainé)
- Essais de compressibilité à l'odomètre
- Essais Proctor standards
- Mesures de perméabilité à l'odomètre

Analyses chimiques envisagées :

- Évaluation de la teneur en carbonates
- Détermination de la teneur en sulfates
- Mesure de la teneur en matière organique

Ces trois analyses chimiques ont été proposées afin de mieux caractériser les sols en place.

- L'évaluation de la teneur en carbonates permet d'apprécier le caractère calcaire du sol, pouvant influencer sa compacité et sa stabilité.
- La mesure de la teneur en sulfates vise à détecter un éventuel risque d'agression sur les ouvrages en béton.
- Enfin, la détermination de la teneur en matière organique permet d'identifier les sols peu portants ou instables, inadaptés à la mise en remblai.

II.3.2.3 Types d'essais et mode opératoire :

Les essais d'identification et e classification ont été réalisés selon les normes N FP 94-056 du Labo Atlas KSEL qui découlent des normes ASTM.

- Les essais de compactage ont été réalisés selon Proctor normal sur la portion de particules inférieures à 4 mm sous une énergie de compactage de 600 KN/ m^2
- Les essais de compressibilité ont été réalisés à l'oedomètre.
- Les essais de cisaillement rectiligne ont été réalisés à la boîte de Casagrande Selon le type UU (non consolidé et non drainé) à vitesse constante de 1.00 mm/min.
- Les essais de perméabilité ont été réalisés à l'oedomètre.
- Les essais mécaniques pour les échantillons prélevés de la zone d'emprunt ont réalisé après essais Proctor pour des teneurs en eau proches de l'optimale (W= Wopt ± 2- 3%).

II.3.3. Résultats des essais de laboratoire et leurs interprétations :

II.3.3.1 Terrains de fondation de la digue :

Les investigations géotechniques réalisées sur le site de la retenue ont permis de caractériser les terrains de fondation comme suit :

- Composition du sol de fondation : Il s'agit principalement d'argiles marneuses, allant du vert au noir.
- Rive gauche : Ces argiles sont recouvertes par une mince couche de terre végétale, surtout localisée dans la partie amont du site (voir coupe géologique : Figure II-1).
- Rive droite : Contrairement à la rive gauche, cette zone est recouverte de colluvions composées de galets hétérogènes noyés dans une matrice argileuse, surmontés par une terre végétale mêlée de cailloux et de graviers.

Résultats des essais en laboratoire :

- D'après le système de classification USCS, les sols appartiennent à la catégorie des argiles plastiques.
- Ils sont consolidés, modérément gonflants et présentent une bonne résistance au cisaillement lorsqu'ils sont correctement compactés.

- Toutefois, le sol de fondation propre à l'axe de la digue reste un matériau fin et dense, dont la résistance au cisaillement et à la compaction est relativement faible.
- De plus, sa perméabilité très réduite représente un paramètre important à considérer dans la conception de l'ouvrage.

II.3.3.2 Matériaux de construction de la digue :

L'analyse géologique du bassin versant et des formations traversées par le site projeté de la retenue collinaire de Chehama a permis d'identifier deux zones d'emprunt : l'une destinée à l'endiguement et l'autre en secours. Les essais réalisés sur ces matériaux ont donné des résultats satisfaisants.

La zone d'emprunt située sur le versant droit de la retenue est constituée d'argiles. Les résultats des essais géotechniques de laboratoire indiquent que :

- Les matériaux d'emprunt sont des sols fins appartenant au groupe d'argile de faible plasticité, moyennement denses et présentant une faible résistance au cisaillement.
- Une fois compactées, ces argiles présentent une très faible perméabilité, ce qui les rend adaptées au remblai de la digue. Leur quantité disponible dans la cuvette est jugée suffisante.

II.3.4. Caractéristiques géotechniques pour le calcul de stabilité de la digue :

II.3.4.1 Terrains de fondation de la digue :

Les propriétés géotechniques des sols de fondation et des matériaux envisagés pour le remblai de la digue ont été établies à partir des campagnes de reconnaissance sur le terrain et des analyses en laboratoire. Les résultats issus de ces investigations sont regroupés dans le tableau ci-après, qui présente les principales caractéristiques des terrains de fondation ainsi que des matériaux de remblai.

Tableau II-2 : Caractéristiques géotechniques de Terrains de fondation de la digue

Caractéristique géotechnique	Exprimée	Valeur
Densité sèche ($\gamma_{d)}$	T /m^3	1.64
Densité humide ($\gamma_{h)}$	T /m^3	1.96
Densité de saturation (γ_{sat})	T /m^3	2.08
Angle de frottement total (φ_u)	(°)	21.27
Cohésion totale (C_u)	KN/m^2	60.50
Angle de frottement effectif (φ_{ef})	(°)	25
Cohésion totale (C_{ef})	KN/m^2	20
Coefficient de perméabilité (K)	m/s	$1.01*10^{-6}$

Tableau II-3 : Caractéristiques géotechniques de remblai de la digue

Caractéristique géotechnique	Exprimée	Valeur
Densité sèche optimale (γ_{opt})	T /m^3	1.72
Densité de construction (γ_{const})	T /m^3	2.09
Densité de saturation ($\gamma_{sat)}$	T /m^3	2.12
Angle de frottement total ($\varphi_{u)}$	(°)	24.40
Cohésion totale (Cu)	KN/m^2	65
Angle de frottement effectif (φef)	(°)	26
Cohésion totale (C_ef)	KN/m^2	18
Coefficient de perméabilité (K)	m/s	10^{-9}

II.4. La granulométrie :

Tableau II-4 : granulométrique du remblai de la digue

Diamètre (mm)	Passant %
20.00	100%
10.00	97%
4.75	88%
2.00	80%
0.85	67%
0.425	50%
0.212	35%
0.075	20%
0.02	10%
0.005	5%
0.002	2%

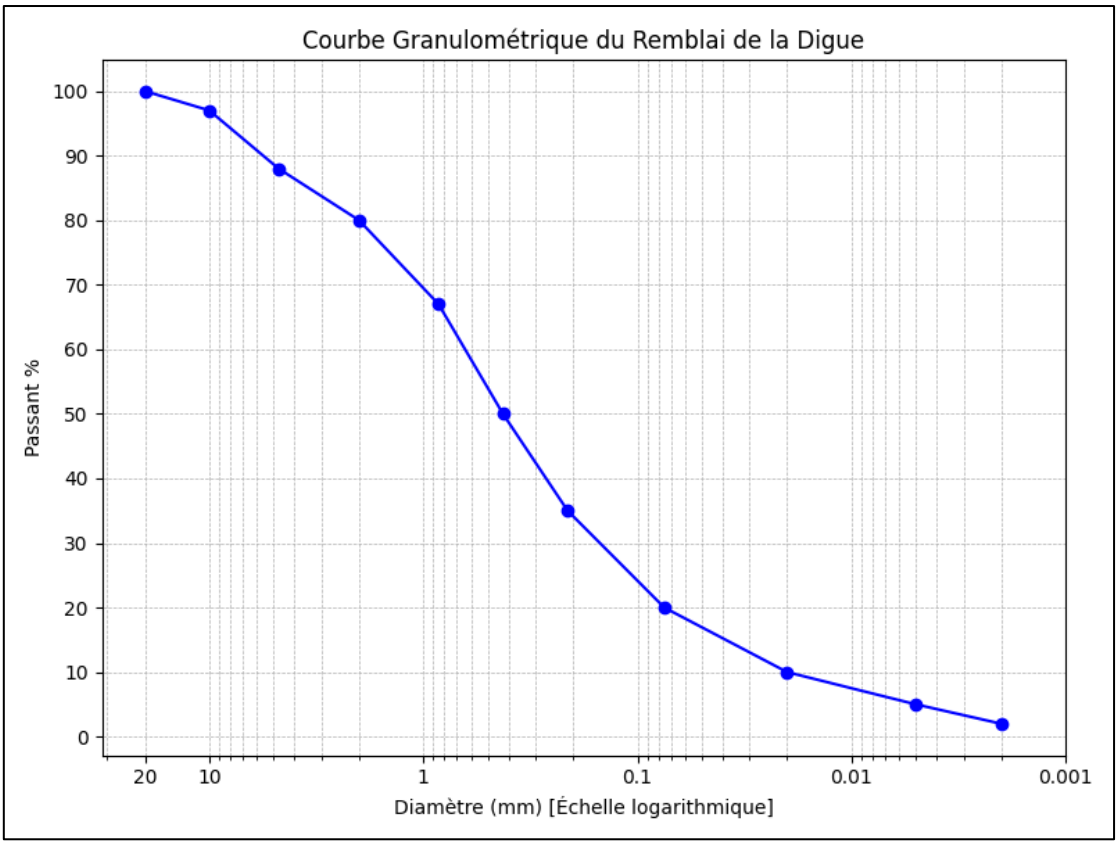


Figure II-5 : Courbe Granulométrique du Remblai de la Digue.

- La courbe est continue, ce qui indique un sol bien gradué.
- Forte présence de fines (35 % passent à 0.075 mm → seuil argile/limon), ce qui montre une granulométrie à dominante fine.

II.5. Conclusion :

L'étude géologique et géotechnique de la retenue collinaire sur Oued Chehama permet de tirer les conclusions suivantes :

- **Bassin versant** : Les fortes pentes, l'absence de couverture végétale et la prédominance des terrains marneux favorisent une érosion intense et un apport solide important au site de la retenue. Cet apport est visible dans les alluvions et colluvions, où la fraction fine prédomine sur les éléments grossiers. Les pertes d'eau par infiltration sont négligeables en raison des pentes marquées et de la taille réduite du bassin.
- **Cuvette de la retenue** : Le terrain de fond, constitué d'argiles, assure une bonne étanchéité, minimisant ainsi les pertes d'eau par infiltration.
- **Emprise de la digue** : Les terrains de couverture, composés d'alluvions et de colluvions, présentent une perméabilité variable, allant de faible à moyenne, ce qui ne permet pas d'éviter les pertes d'eau par infiltration. Il est donc recommandé d'ancrer la digue dans le terrain de fond argileux, dont la perméabilité est très faible, avec une profondeur d'ancrage variant de 1 m au fond de la vallée à 0,5 m sur les rives.
- **Matériaux de construction** : Les matériaux nécessaires au remblai de la digue, constitués d'argiles de faible plasticité (groupe CL), sont disponibles en quantité suffisante dans la cuvette. Ces argiles présentent une bonne aptitude au compactage et assurent une perméabilité très faible.

En conclusion, les conditions géologiques de la retenue collinaire de Chehama sont favorables à la construction d'une digue en terre homogène. Toutefois, la durabilité et la fiabilité de l'ouvrage nécessitent une analyse approfondie des aspects hydrologiques du bassin versant, incluant la pluviométrie, les apports en eau et les débits de crue. C'est dans cette perspective que s'inscrit l'étude hydrologique présentée ci-après.

Chapitre III : Etude Hydrologique

III.1. Introduction :

L'étude hydrologique constitue une étape fondamentale dans la conception des ouvrages hydrauliques tels que les barrages ou les retenues, car elle fournit les données indispensables au dimensionnement des différentes composantes de l'ouvrage ainsi qu'à l'évaluation des ressources en eau disponibles. Dans le cadre du projet de retenue sur l'oued Chehama, cette étude vise à optimiser l'exploitation de l'eau pour répondre aux besoins locaux.

Elle s'articule autour de plusieurs volets complémentaires :

- **Morphométrie et hydrographie du bassin versant :** Ce volet examine la configuration morphologique du bassin, l'inclinaison des versants ainsi que l'agencement du réseau hydrographique, dans le but de mieux appréhender le comportement des écoulements de surface.
- **Analyse hydrologique des crues de l'oued Chehama :** Elle permet d'évaluer les débits de crue associés à différentes périodes de retour, une information cruciale pour le dimensionnement de la retenue, en particulier en ce qui concerne l'évacuation des crues et la sécurité de l'ouvrage.
- **Estimation des apports en eau :** Cette partie évalue les volumes d'eau que la retenue pourrait capter, en fonction des précipitations et des écoulements affluents, afin de déterminer le volume utile du réservoir.
- **Calcul du débit de laminage :** Étape déterminante du processus de dimensionnement, elle consiste à réguler les crues tout en optimisant les coûts, en recherchant un équilibre entre sécurité hydraulique et performance économique.

III.2. Caractéristique du Bassin versant :

Aperçu :

Le bassin versant joue un rôle fondamental en hydrologie, car c'est à partir de ses apports en eau que l'on peut déterminer le volume de remplissage du réservoir ainsi que l'importance des déversements lors des crues. Il est défini comme l'ensemble de la surface topographique drainée par un cours d'eau principal et ses affluents. Toutes les précipitations tombant sur cette zone convergent vers un même point de sortie, appelé exutoire. Le bassin versant est délimité par une ligne de partage des eaux, généralement située au niveau des lignes de crête.(1)

III.2.1. Description de bassin versant (oued Chehama) :

Le bassin versant présente un réseau hydrographique de densité moyenne, dont les principaux drains prennent naissance au niveau des Djebels Guedal (1 184 m) à l'est, du bassin versant de l'oued Bouzegza au nord, et des Djebels Boulanouar (1 040 m) à l'ouest. L'ensemble de ces drains converge pour former l'oued Chehama, sur lequel est projetée la construction de la retenue collinaire.

La délimitation du bassin versant a été réalisée à l'aide du logiciel ArcGIS, en s'appuyant sur l'analyse du modèle numérique de terrain (MNT).

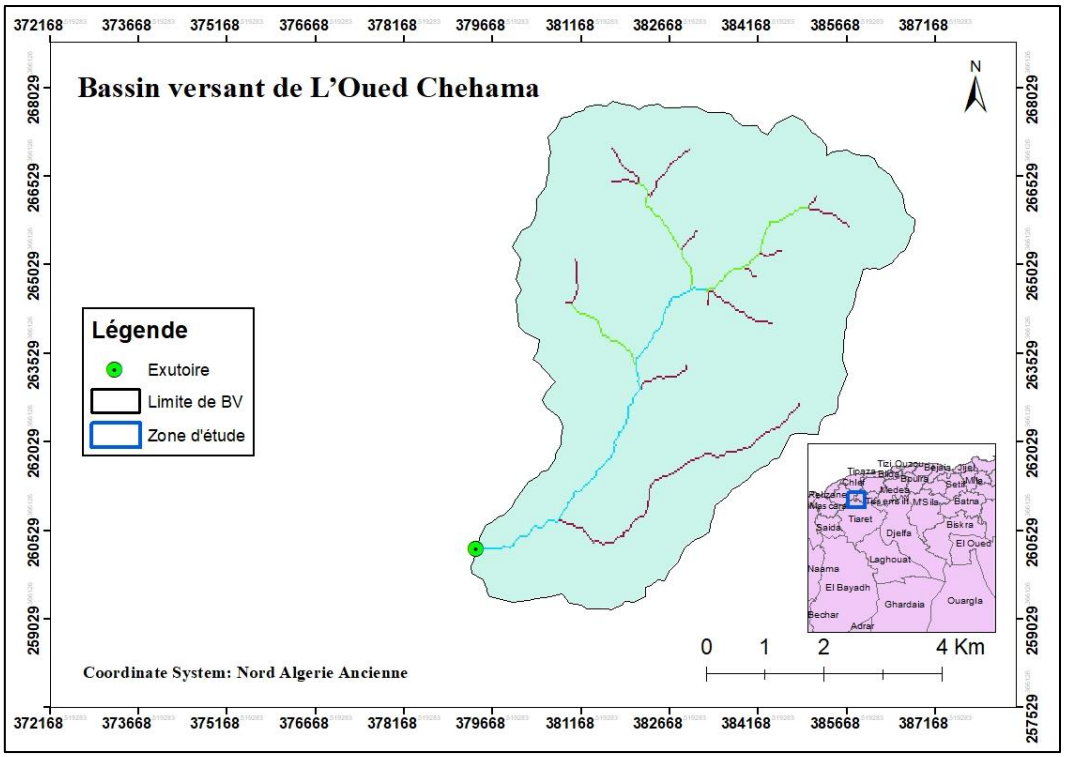


Figure III-1: Délimitation de bassin versant oued Chehama.

III.2.2. Caractéristique morphométrique du bassin versant :

L'évaluation des caractéristiques morphométriques (ou physio-graphiques) s'avère essentielle pour appréhender le comportement hydrologique d'un bassin versant. La superficie, le périmètre et d'autres paramètres morphométriques du bassin sont réalisés via le logiciel ArcGIS.

Tableau III-1: les caractéristiques morphométriques du bassin versant

Caractéristique	Unités	Valeur
Surface	Km^2	39.74
Périmètre	Km	29.15
Longueur du talweg principale	Km	10.24
Hauteur maximale	m	1177
Hauteur minimale	m	502

III.2.3. Caractéristique de forme :

III.2.3.1 L'indice de forme :

Cet indice, défini par Gravelius (1914), exprime le rapport du périmètre du bassin versant à celui d'un cercle de même surface, il permet de caractériser la forme d'un bassin versant. L'indice de forme de Gravelius noté (Kc) est donnée par :

$$Kc = 0{,}28\frac{P}{\sqrt{A}} = 1.29 \qquad \text{III-1}$$

Avec ;

P : périmètre du Bassin versant (km).

A : surface du Bassin versant (km^2).

Kc : indice de compacité.

1.5 < Kc < 1.8 : Bassin de forme allongée.

1.0 < Kc < 1.15 : Bassin de forme ramassée.

Selon la valeur de KC = 1.29 on pourra dire que notre bassin est à une forme plutôt ramassée.

III.2.3.2 Indice d'allongement :

Le coefficient d'allongement est défini par la relation suivante :

$$Ca = \frac{L^2}{A} = 2.64 \qquad \text{III-2}$$

Avec ;

L : longueur du bassin versant (km).

A : surface du bassin versant (km^2).

III.3. Rectangle équivalent :

Il s'agit d'une simplification géométrique du bassin versant, transformé en un rectangle de dimensions LLL (longueur) et lll (largeur), de manière à conserver une surface équivalente à celle du bassin réel. Cette représentation permet de comparer différents bassins versants en termes de comportement hydrologique, notamment pour l'écoulement. Dans ce modèle, les courbes de niveau sont assimilées à des lignes droites parallèles aux petits côtés du rectangle, dont l'exutoire correspond à l'un de ces côtés.(4)

Elles sont données par les formules suivantes :

$$L = \frac{Kc\sqrt{A}}{1{,}12}\left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1{,}12}{Kc}\right)^2}\right] \qquad \text{III-3}$$

$$l = \frac{Kc\sqrt{A}}{1{,}12}\left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1{,}12}{Kc}\right)^2}\right] \qquad \text{III-4}$$

Avec ;

L et l : la longueur la largeur du rectangle (km).

L = 10.79 km

l = 3.68 km

III.3.1.1 Paramètre général du relief :

Le relief est très accidenté notamment entre les côtes 502 m et 1177 m. l'altitude de l'exutoire est de 502 m ce qui signifie une pente assez forte, par voie de conséquence la propagation des crues sera très importante et engendreront un volume morttrès appréciable.

III.3.1.2 Répartition et courbe hypsométrique :

Les variations d'élévation (relief) à l'intérieur d'un bassin ainsi que l'élévation moyenne sont des données essentielles à l'étude de la température et des précipitations. Le portrait le plus précis de l'élévation du bassin est donné par sa courbe hypsométrique. La courbe hypsométrique illustre, en ordonnée, la superficie du bassin versant située au-dessus des altitudes indiquées en abscisse.(6)

La distribution des surfaces partielles selon les classes d'altitude, ainsi que leur cumul, a été établie à l'aide du logiciel ArcGIS.

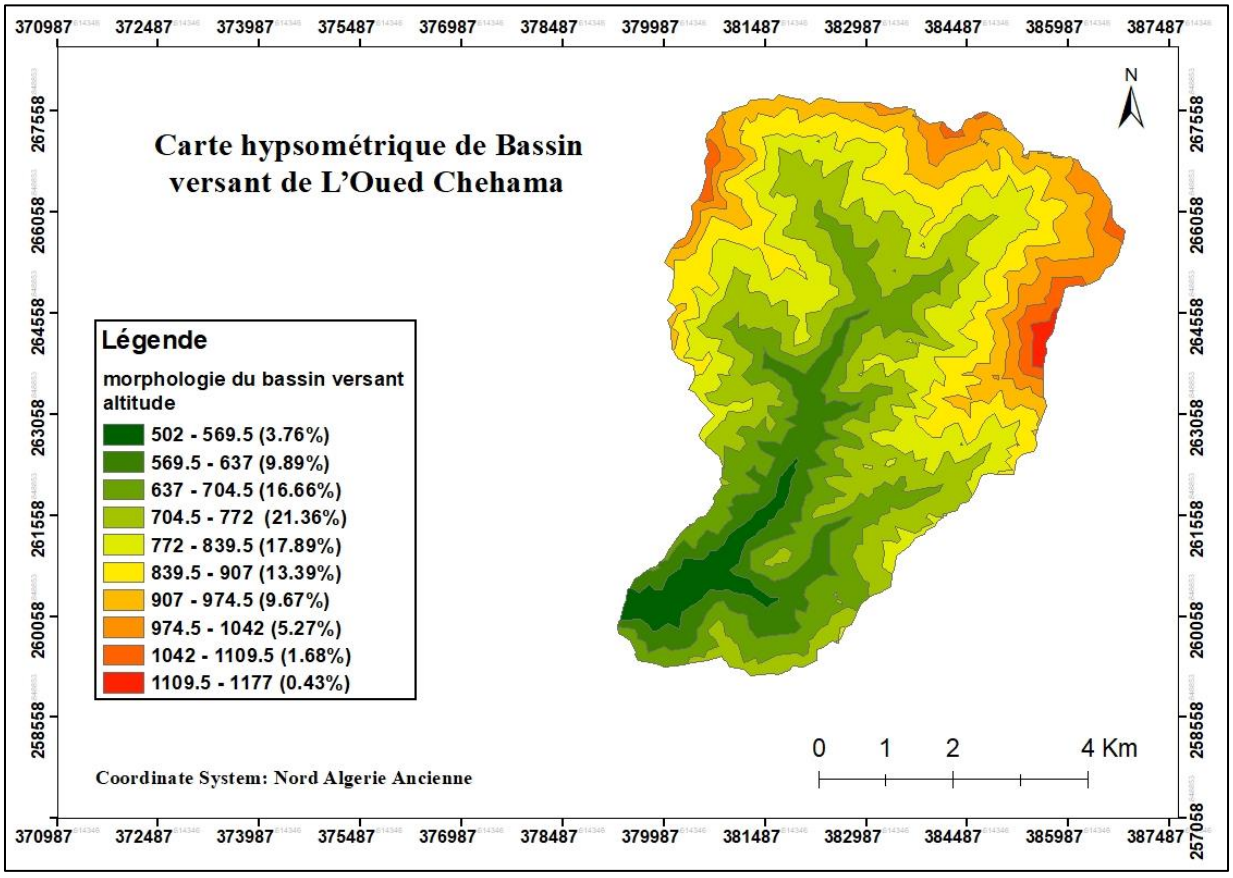


Figure III-2: Carte hypsométrique de Bassin versant de L'Oued Chehama

Les résultats sont donnés dans le tableau suivante :

Tableau III-2: Répartition des altitudes et surface partielle.

Altitude (m)	Surfaces partielles (Km^2)	Surfaces partielles (%)	Surfaces cumulés (%)	Hi (m)	Hi*Si ($m.Km^2$)
502-570	1.49	3.76%	100.00%	536	800.27
570-637	3.93	9.89%	96.24%	603.5	2371.34
637-705	6.62	16.66%	86.35%	671	4443.38
705-772	8.49	21.36%	69.69%	738.5	6267.43
772-840	7.11	17.89%	48.33%	806	5731.31
840-907	5.32	13.39%	30.44%	873.5	4649.20
907-975	3.84	9.67%	17.05%	941	3615.22
975-1042	2.09	5.27%	7.38%	1008.5	2111.09
1042-1110	0.67	1.68%	2.11%	1076	716.35
1110-1177	0.17	0.43%	0.43%	1143.5	197.99
Somme	39.74	**100.00%**			

La répartition des surfaces et la courbe hypsométrique sont représentées par le graphe suivant :

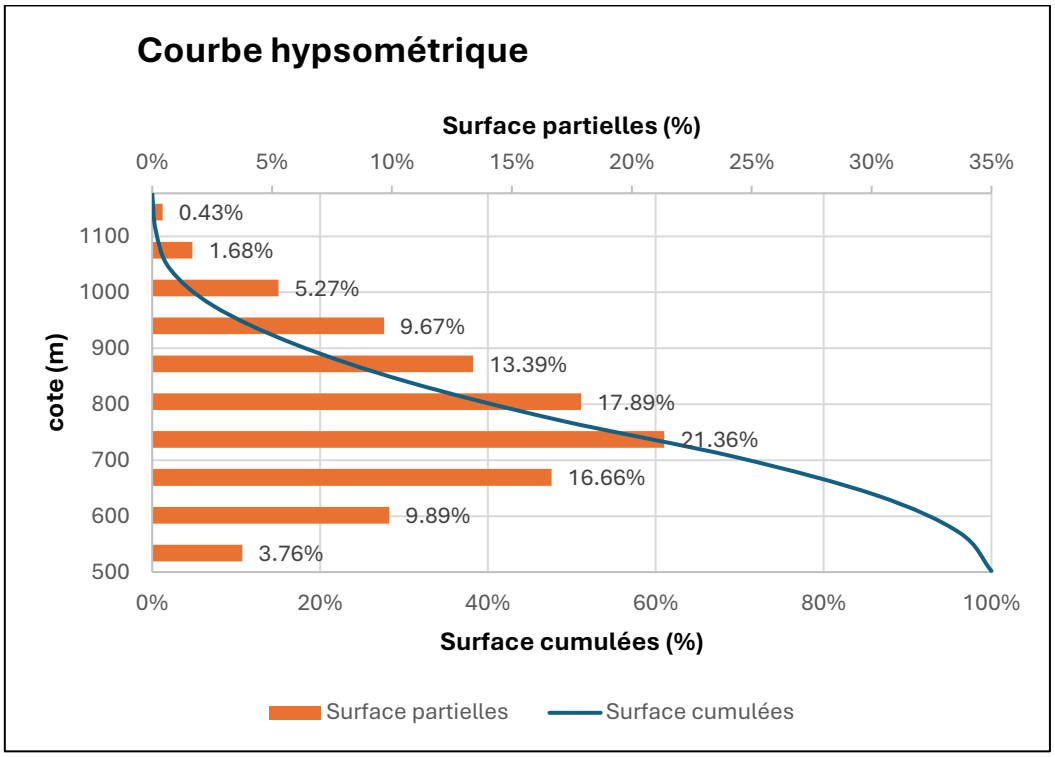


Figure III-3: Courbe hypsométrique de Bassin versant de L'Oued Chehama

H5% et H95% représentent respectivement les altitudes correspondant aux projections de 5 % et 95 % de la surface cumulée du bassin versant.

L'altitude médiane (H50%) correspond à l'altitude pour laquelle 50 % de la surface du bassin est située en dessous.

Altitude moyenne Hmoy : C'est le rapport entre la somme des surfaces partielle par l'altitude moyenne correspondante et la surface totale du bassin versant.

$$H_{moy} = \sum \frac{H_i \times A_i}{A} \qquad \text{III-5}$$

Avec ;

Hi : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives n-1 et n (m).

Ai : surface partielle entre 2 courbes de niveaux (Km²).

A : surface totale du bassin versant (Km²).

Tableau III-3: Résultat des altitudes caractéristique du bassin versant.

Hmin (m)	Hmax (m)	H5% (m)	H95% (m)	H50% (m)	Hmoy (m)
502	1177	1005.26	578.40	766.76	777.67

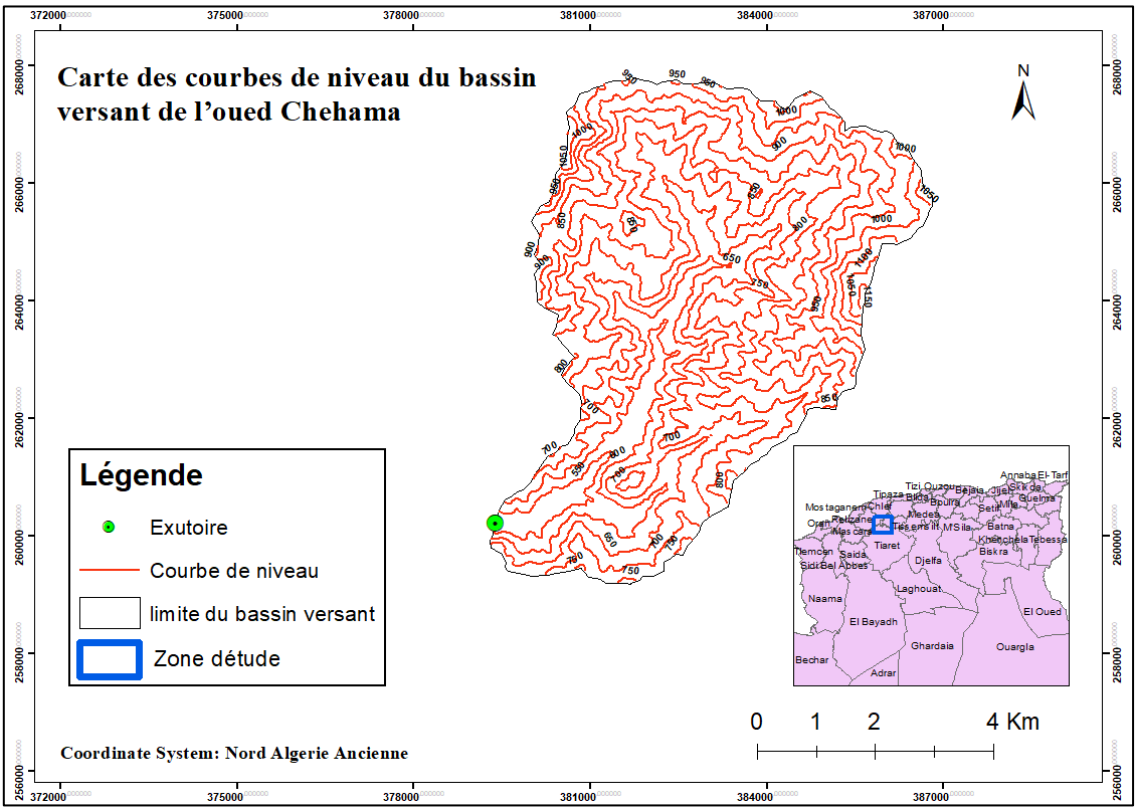


Figure III-4: Présentation de la carte du courbe de niveaux

III.3.1.3 Les indices de pente :

L'objet de ces indices est de caractériser les pentes par leur valeur moyenne I pondérée par les surfaces. En effet, l'influence du relief sur la transformation pluie débit se fit sentir par l'intermédiaire des pentes, toute chose égale d'ailleurs, une pente forte favorise l'abondance le ruissellement et diminue le temps de concentration tc, d'où un hydrogramme plus pointu que sur un bassin versant de faible pente. (6)

Les indices de pente sont calculés en s'appuyant sur l'analyse de la répartition hypsométrique du bassin versant, qui permet d'évaluer la variation de l'altitude en fonction de la surface.

a- Indice de pente globale Ig :

En partant de la courbe hypsométrique, nous déduisons, les altitudes de fréquence 5 % et 95% de la surface du bassin versant.

$$Ig = \frac{D}{L} = 0.04 = 4\% \qquad \text{III-6}$$

Avec ;

D : Dénivelée simple H5% - H95%.

L : Long du rectangle équivalent (m).

Selon le tableau de classification O.R.S.T.O.M, le relief du bassin versant est fort.

dénivelée spécifique Ds :

$$D_s = Ig\sqrt{A} = 252.16 \text{ m} \qquad \text{III-7}$$

Tableau III-4: Classification d'ORSTOM .

Classe	Description du relief	Indice Ig
R1	Relief très faible	Ds<10m
R2	Relief faible	10 m<Ds<25 m
R3	Relief assez faible	25 m<Ds<50 m
R4	Relief modéré	50 m<Ds<100 m
R5	Relief assez fort	100 m<Ds<250 m
R6	Relief fort	250 m<Ds<500 m
R7	Relief très fort	500 < Ds

La carte de la pente (Figure III-5) a été générée à partir du modèle numérique de terrain (MNT) dans le but d'analyser la topographie du bassin versant. Elle permet de visualiser les zones à fortes pentes, susceptibles de favoriser le ruissellement, ainsi que les secteurs plus plats, propices à l'accumulation d'eau ou à l'aménagement de la retenue.

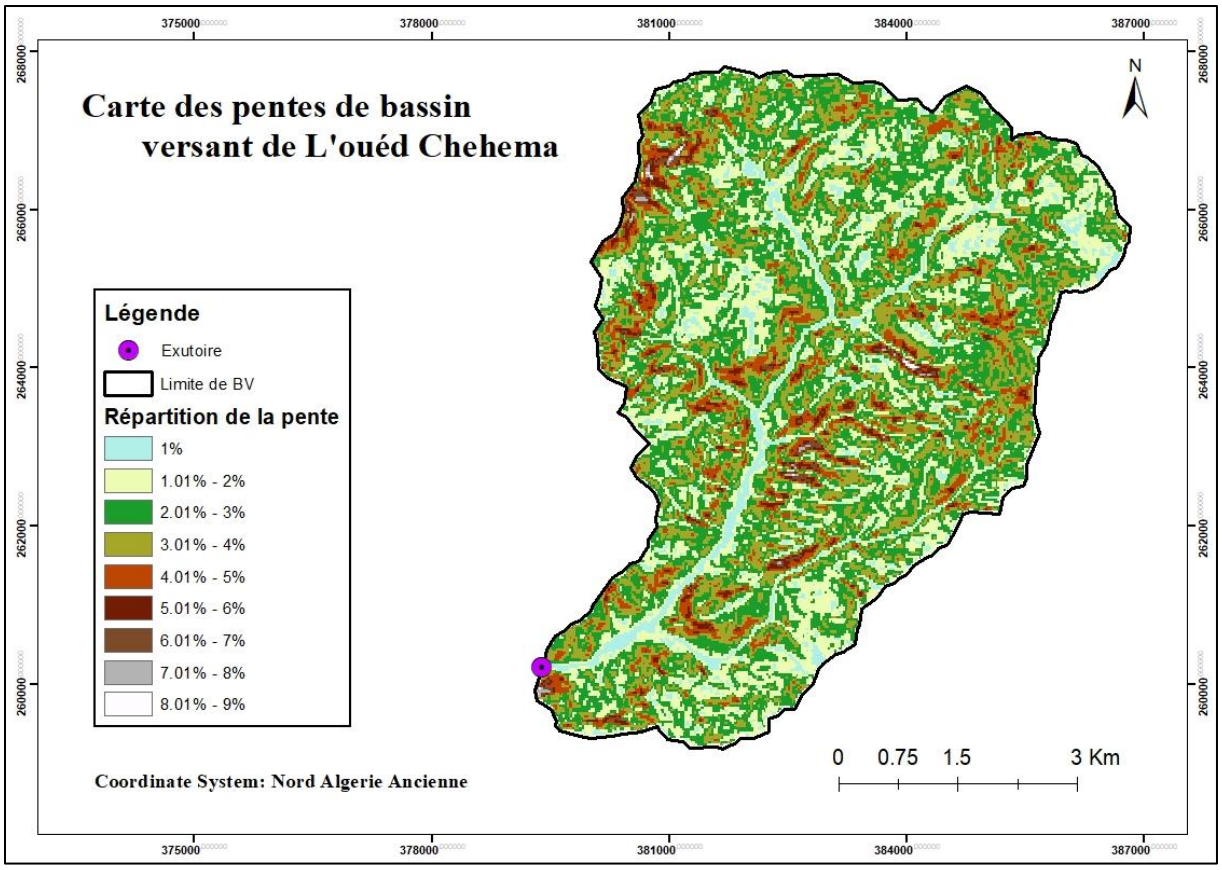


Figure III-5: Présentation de la carte de la pente.

b- Indice de pente de Roche :

Marcel Roche a proposé un indice de pente considéré comme plus « simplifié » ou artificiel, car il est plus facile à calculer tout en intégrant l'influence de la pente sur le comportement hydrologique d'un bassin versant.(6)

Cet indice, noté Ip, correspond à la moyenne des racines carrées des pentes relevées sur le rectangle équivalent, pondérées par les surfaces correspondantes.

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \sqrt{Ai * di} \qquad \text{III-8}$$

Avec ;

L : longueur de rectangle équivalent (m).

Ai : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives Hi et Hi-1

di : dénivelée (m).

Tableau III-5: Résultat de calcul d'Indice de pente de roche.

Altitudes		Surfaces partielles		Dénivelée	
Hi-1 (m)	Hi (m)	Ai (km^2)	Ai (%)	di (m)	(Si*di)1/2
502	570	1.49	3.76	68	1.60
570	637	3.93	9.89	67	2.57
637	705	6.62	16.66	68	3.37
705	772	8.49	21.36	67	3.78
772	840	7.11	17.89	68	3.49
840	907	5.32	13.39	67	3.00
907	975	3.84	9.67	68	2.56
975	1042	2.09	5.27	67	1.88
1042	1110	0.67	1.68	68	1.07
1110	1177	0.17	0.43	67	0.54
				Somme	23.85
				Ip	2.297

Dans notre cas, nous avons **Ip** = 2.3 %

L'indice de pente globale, est étroitement corrélé avec l'indice de pente de Roche, avec des valeurs du coefficient de corrélation proches de 1.(8)

$$I_p = \sqrt{\frac{I_g}{0.8}} = 0.23 \qquad \text{III-9}$$

c- Indice de pente moyenne Im :

Ce paramètre du bassin versant permet de caractériser les pentes par leur valeur moyenne I pondérée par les surfaces. (10)

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_1 + L_2 + \cdots + 0.5L_n)}{A} \qquad \text{III-10}$$

Avec ;

ΔH : dénivelée entre deux courbes de niveaux successives (m).

Li : longueur du courbe de niveau (km).

A : surface du bassin versant (Km²).

La pente moyenne du bassin est : **I_m**=277.02 m/Km

Tableau III-6: Résultat de calcul de la pente moyenne du bassin versant.

Altitude (m)	Dénivelée ΔH (m)	Longueur (Li) (Km)	Pente moyenne (Im) (m/km)
550	50	6.01	277.02
600		16.26	
650		26.12	
700		33.71	
750		33.73	
800		28.44	
850		25.05	
900		21.19	
950		15.87	
1000		9.99	
1050		4.92	
1100		1.60	
1150		0.57	

d- Pente moyenne du cours d'eau principale :

La pente moyenne du cours d'eau principal représente le rapport entre la dénivelée et la distance mesurée entre deux points suffisamment espacés le long du lit principal. Elle se calcule selon la formule suivante:

$$I_c = \frac{D}{Lc} \qquad \text{III-11}$$

Avec ;

D : différence d'altitude entre deux points extrêmes (m).

Lc : la longueur du cours d'eau principale (km).

$$\boldsymbol{I_c} = \frac{883 - 502}{10.24 \times 10^3} = 3.72\%$$

III.3.2. Caractéristiques du réseau hydrographique :

Les réseaux hydrographiques sont construits par la conjonction de voies de drainage naturelles. L'organisation selon laquelle une collection donnée d'affluents s'organise dans un réseau de drainage détermine comment les eaux superficielles sont drainées vers l'exutoire d'un bassin versant.(8)

La caractérisation d'un réseau hydrographique se fait souvent par : sa hiérarchisation, son développement (ordre de ramification et densité de drainage) et son profil en long.

III.3.2.1 Ordre du cours d'eau (Hiérarchisation du réseau) :

Strahler (1964) fait l'hypothèse que chaque cours d'eau reçoit un ordre en fonction de son importance. Cet ordre, qualifié « d'ordre du cours d'eau », donne une indication du degré

de ramification et du développement du réseau de cours d'eau. Pour déterminer l'ordre d'un réseau de cours d'eau Strahler propose l'algorithme suivant :

- Tout cours d'eau sans affluent reçoit l'ordre 1.

- À la confluence de deux cours d'eau de même ordre i, l'ordre du cours d'eau résultant est (i + 1).

- Un cours d'eau ayant un affluent d'ordre inférieur garde son ordre.

Soit ; $i + i = i + 1$ et $i + j = \max(i, j)$

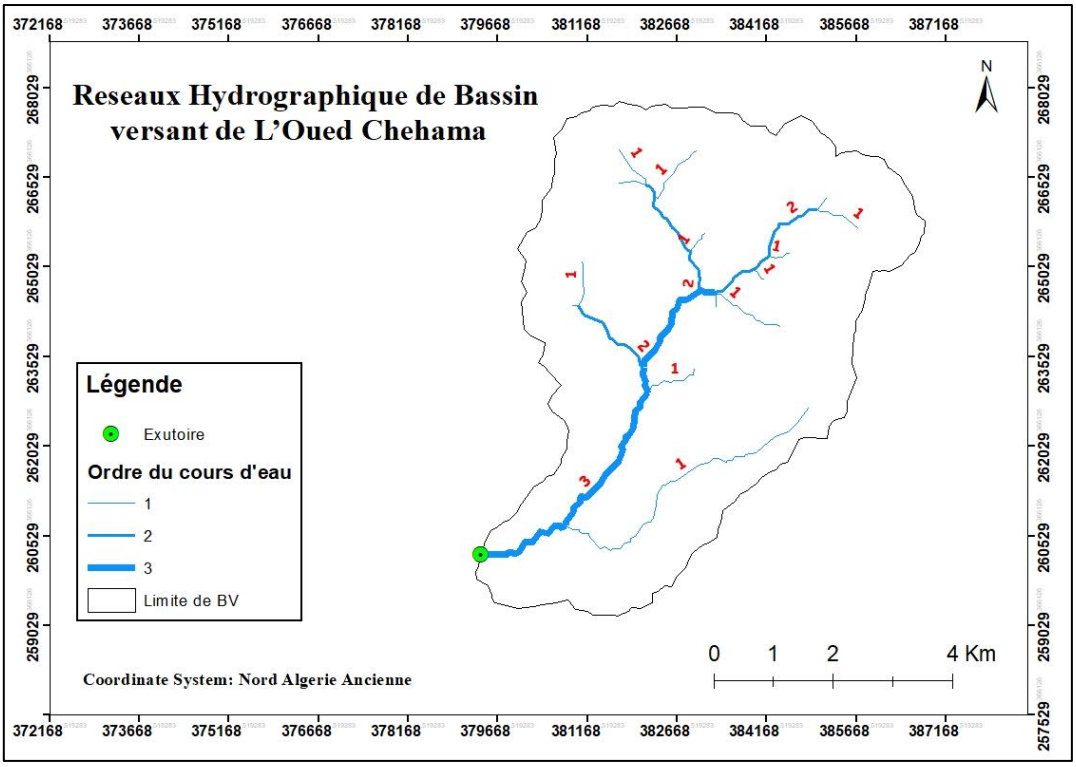


Figure III-6: Réseau hydrographique du bassin versant.

III.3.2.2 Densité de drainage :

La densité de drainage correspond au rapport entre la longueur cumulée de l'ensemble du réseau hydrographique et la superficie totale du bassin versant. Elle permet d'évaluer le degré de développement du réseau de cours d'eau. Cette densité est exprimée par la formule suivante :

$$Dd = \frac{\sum L_i}{A} \qquad \text{III-12}$$

Avec ;

Li : Longueur totale de tous les cours d'eau d'ordre i (km).

A : Surface du bassin versant (km^2).

Dd=0.67 Km/Km^2

Tableau III-7: longueur de chaque d'ordre d'eau.

Ordre du cours d'eau	Longueur (km)
Ordre 1	13.374593
Ordre 2	6.425517
Ordre 3	6.970998
Somme	26.771108

III.3.2.3 Temps de concentration Tc :

Le temps de concentration est le temps moyen mis par l'eau précipitée pour s'acheminer depuis l'extrémité du cours d'eau principal jusqu'à l'exutoire du bassin versant. Il est calculé par plusieurs formules empiriques parmi lesquelles :

a- Formule de GIANDOTTI:

$$Tc = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L_c}{0.8\sqrt{Hmoy - Hmin}}\ (h) \qquad \text{III-13}$$

Avec ;

Lc : longueur du talweg principale (km).

A : Surface du bassin versant (km^2).

Hmoy : Altitude moyenne du bassin versant (m).

Hmin : Altitude minimale du bassin versant (m).

b- Formule de PASSINI :

$$Tc = 0.14\frac{\sqrt[3]{A \times L_c}}{\sqrt{I_c}}\ (min) \qquad \text{III-14}$$

Avec ;

A : surface du bassin versant (ha).

Lc : Longueur du talweg principal (m).

Ic : Pente moyenne du cours d'eau principale (m/m).

c- Formule de VENTURA :

$$T_c = 0.1267\sqrt{\frac{A}{I_c}}\ (h) \qquad \text{III-15}$$

Avec ;

A : La surface totale du bassin versant (km^2).

Ic : Pente moyenne du cours d'eau principale (m/m).

d- Formule de TURRAZA :

$$T_c = 0.108 \frac{\sqrt[3]{A \times L_c}}{\sqrt{I_c}} \ (h) \qquad \text{III-16}$$

Avec ;

A : surface du bassin versant (km^2).

L : longueur du chemin hydraulique le plus long (km).

Ic : Pente moyenne du cours d'eau principale (m/m).

e- Formule de KIRPICH :

$$T_c = (0.945 \frac{L^{1.155}}{I_c{}^{0.385}})/60 \ (h) \qquad \text{III-17}$$

Avec ;

L : longueur du thalweg principal (km).

Ic : Pente moyenne du cours d'eau principale (m/m).

Tableau III-8: Récapitulatif sur le calcul du temps de concentration.

Formule utilisé	Temp de concentration (heures)
GIANDOTTI	3.055
PASSINI	4.161
VENTURA	4.140
TURAZZA	4.149
KIRPICHE	2.279

Dans le cadre d'étude hydrologique du bassin versant, plusieurs méthodes empiriques (Giandotti, Kirpich, Passini, Turazza et Ventura) ont été mobilisées pour l'estimation du temps de concentration (Tc). Les valeurs calculées vont de 2.279 h à 4.161 h, lesquelles illustrent la sensibilité de chacun des formules aux caractéristiques morphologiques du bassin versant considéré.

Le bassin présente une superficie de 39,74 km², une longueur du talweg principal de 10,24 km, et un dénivelé de 381 m le long de son cours d'eau principal (allant de 883 m à 502 m). Ces paramètres classent le bassin dans la catégorie des bassins de taille moyenne, à pente modérée, ce qui justifie le choix de la formule de Giandotti.

En effet, cette formule, qui intègre la surface, la longueur du talweg et le dénivelé, est particulièrement recommandée pour les bassins ruraux ou non urbanisés, dont la superficie est comprise entre 1 et 100 km² à l'image du bassin considéré.(12, 14)

III.3.2.4 Vitesse de propagation de la crue (Vitesse de ruissellement) :

La vitesse de ruissellement représente la rapidité avec laquelle l'eau s'écoule à la surface du sol, le long de la pente, en réaction à un épisode de précipitation. Elle reflète la capacité du bassin versant à acheminer les eaux vers l'exutoire.

Cette vitesse peut être déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$Ve = \frac{Lc}{Tc} = 3.352\ Km/h \qquad \text{III-18}$$

Avec ;

Lc : Longueur du cours d'eau principale (km).

Tc : Temps de concentration (h).

Tableau III-9 : Tableau récapitulatif des caractéristiques du bassin versant D'oued Chehama

Désignation		**Symbole**	**Unité**	**Valeur**
Périmètre		P	Km	29.15
Surface		S	Km^2	39.74
Longueur Cours d'eau principale '		L	Km	10.24
Indice de compacité		Kc	-	1.29
Coefficient d'allongement		Ca	-	2.64
Rectangle Équivalent	Longueur	L	Km	10.79
	Largeur	l	Km	3.68
Altitudes	Minimale	Hmin	m	502
	Maximale	Hmax	m	1177
	Moyenne	Hmoy	m	777.67
	Médiane	H 50%	m	766.76
Pente Moyenne du BV		Im	m/km	277.02
Dénivelée utile (simple)		Du	m	426.86
Indice de pente globale		Ig	%	3.96
Indice de pente de roche		Ip	%	2.3
Pente moyenne du cours d'eau		Ic	%	3.72
Densité de drainage		Dd	Km/km^2	0.67
Temps de concentration		Tc	h	3.055
Vitesse de ruissellement		Ve	Km/h	3.352

III.4. Etude des précipitations :

Le facteur climatique clé pour toute localité est constitué par les moyennes interannuelles de précipitations , exprimées sous forme de lame de pluie (mm). En effet, chaque millimètre sur une surface d'un hectare (1 ha) représente 10 m^3 d'eau.

Par manque de stations pluviométriques à l'intérieur du bassin versant étudié, nous étions mis dans l'obligation d'exploiter celles situées aux alentours du bassin, pour notre cas nous utilisons la station de Sidi Hosni étant donné sa proximité du bassin versant étudié, afin de déterminer par conséquent les calculs des paramètres hydroclimatiques une série pluviométrique (moyenne annuelle et maximum journalier).

Les données exploitées dans le cadre de cette étude ont été fournies par l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH – Alger).

Les informations pluviométriques utilisées concernent la station de Sidi Hosni, et couvrent la période allant de 1966 à 2020. Elles incluent notamment les valeurs moyennes annuelles ainsi que les maximas journaliers enregistrés .

Tableau III-10: Répartition mensuelles du pluie moyenne.

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Aout.	Total
Moyenne	16.06	23.62	38.77	33.19	43.66	39.43	37.37	37.43	25.39	8.86	2.09	3.89	309.76
P (%)	5.18	7.63	12.51	10.72	14.09	12.73	12.06	12.08	8.20	2.86	0.68	1.26	100.00

Sur la base du tableau, les précipitations présentent un maximum au mois de janvier (14.09 %), tandis que le mois le plus sec est juillet (0,68 %). En ce qui concerne le bilan de précipitations moyen interannuel dans le bassin versant du site de l'oued D'oued Chehama, nous avons une valeur de 309.76 mm.

L'étude des précipitations journalières extrêmes a pour objectif principal l'estimation des débits de dimensionnement. Dans ce cadre, les données de la station pluviométrique de Sidi Hosni ont été retenues pour constituer un échantillon composite de 55 valeurs de pluies journalières maximales (Pjmax), représentatif de la variabilité interannuelle des épisodes intenses.

Tableau III-11: Répartition annuelles des pluies maximales journalières

Année	**Pjmax (mm)**	**Année**	**Pjmax (mm)**	**Année**	**Pjmax (mm)**
1966	26.9	1984	20	2002	15
1967	18.5	1985	32.5	2003	20.9
1968	37.5	1986	22.5	2004	18
1969	22.5	1987	41.5	2005	34
1970	51	1988	25	2006	31
1971	31.5	1989	16.1	2007	15
1972	30	1990	12	2008	39
1973	29	1991	30	2009	36
1974	30.5	1992	41	2010	22.4
1975	25.2	1993	26.7	2011	46
1976	43	1994	32	2012	45
1977	28	1995	30.6	2013	65.5
1978	26.5	1996	23.5	2014	29
1979	27.5	1997	22	2015	30.5
1980	22	1998	25.7	2016	47
1981	25.5	1999	24	2017	65
1982	27	2000	20.5	2018	33.5
1983	17.5	2001	42	2019	30
				2020	24.5

III.4.1. Ajustement statistique des pluies maximales journalières :

Les précipitations, principal moteur des crues exceptionnelles, imposent d'estimer le débit de pointe à partir d'une analyse statistique des pluies extrêmes. Cette démarche condense plusieurs années de mesures hydrologiques en quelques paramètres caractéristiques du phénomène étudié, en recherchant la loi de probabilité la plus apte à reproduire la distribution observée.(16)

Dans la suite, nous appliquons cette méthode à la série des précipitations journalières maximales du jeu de données composite. Après avoir testé diverses distributions, notre choix s'est porté sur la loi de Gumbel et la loi Log-Normale, qui offrent le meilleur ajustement aux valeurs observées.

III.4.1.1 Procédé d'ajustement :

Soit une série d'observations xi, représentant les valeurs mesurées de la variable aléatoire étudiée. L'ajustement statistique suit les étapes suivantes :

- Trier les données dans l'ordre croissant.
- Attribuer à chaque valeur un rang i (allant de 1 à N) et calculer la fréquence expérimentale correspondante.
- Déterminer les caractéristiques statistiques empiriques de la série.
- Réaliser un ajustement graphique à l'aide de la loi théorique retenue.
- Calculer les quantiles associés à différentes périodes de retour, ainsi que leurs intervalles de confiance.

L'ajustement de la série aux lois de Gumbel et de Log-Normale a été effectué à l'aide du logiciel HYFRAN, et les paramètres statistiques obtenus pour l'échantillon sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau III-12: Caractéristique de l'échantillon.

Basic statistique	Valeur
Nombre d'observations	55
Minimum	12
Maximum	65.5
Moyenne	30.1
Ecart-type	11.1
Médian	28
Coefficient de variation (Cv)	0.37
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.24
Coefficient d'aplatissement (Ck)	4.61

III.4.1.2 Ajustement à la loi Log Normale (Loi de Galton) :

L'ajustement de la série de données à la loi Log-Normale a été réalisé à l'aide du logiciel HYFRAN.

Les paramètres statistiques obtenus ainsi que les résultats de l'ajustement sont synthétisés dans le tableau ci-dessous:

Tableau III-13: Résultat de l'Ajustement à la loi de GUMBEL

T	q	Pjmax (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	105	14.1	77.0 - 132
2000	0.9995	90	10.9	68.6 - 111
1000	0.999	83.8	9.63	65.0 - 103
200	0.995	70	6.94	56.4 - 83.6
100	0.99	64.1	5.89	52.6 - 75.6
50	0.98	58.2	4.9	48.6 - 67.8
20	0.95	50.4	3.69	43.2 - 57.7
10	0.9	44.4	2.85	38.8 - 50.0

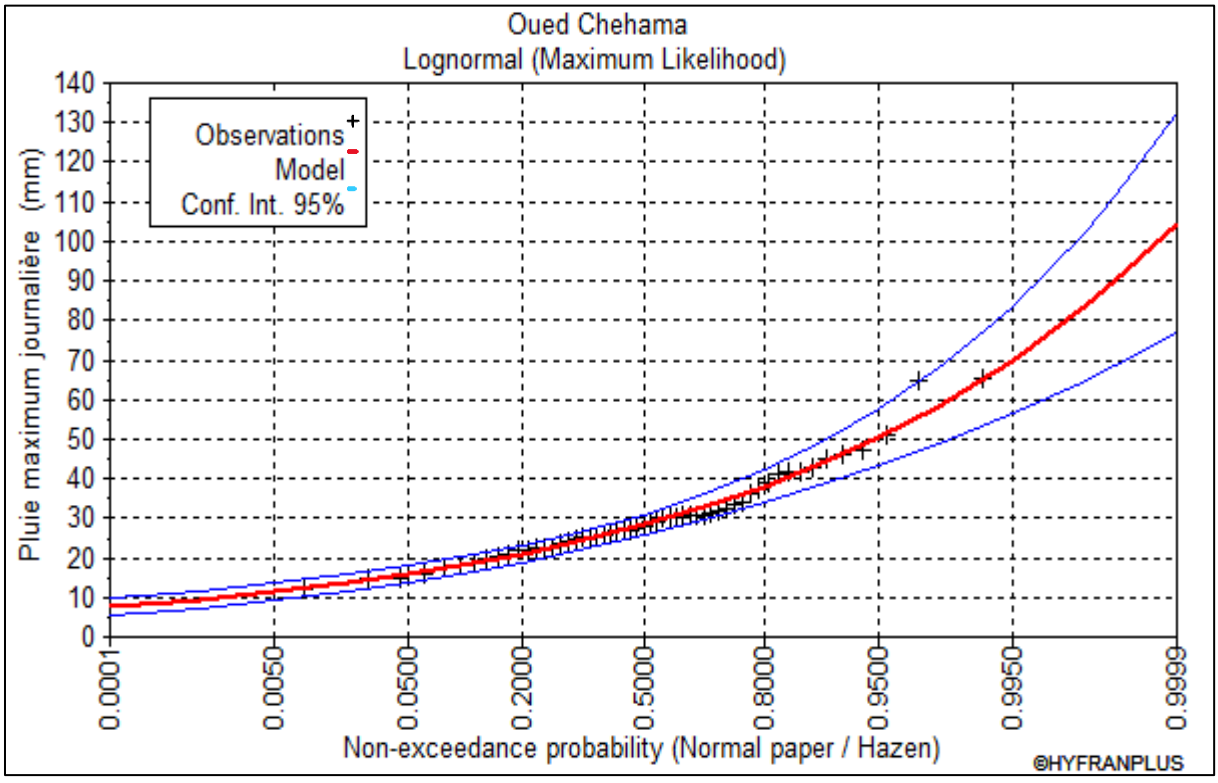


Figure III-7: Représentation graphique de la loi de GALTON (log-normal).

III.4.1.3 Ajustement de la série à la loi de GUMBEL :

L'ajustement de la série à la loi de Gumbel a été établi par le logiciel HYFRAN, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-14: Résultat de l'Ajustement à la loi de GUMBEL

T	q	Pjmax (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	105	11.5	82.5 - 128
2000	0.9995	91.1	9.53	72.4 - 110
1000	0.999	85.1	8.68	68.0 - 102
200	0.995	71.1	6.73	57.9 - 84.3
100	0.99	65	5.89	53.5 - 76.6
50	0.98	59	5.06	49.0 - 68.9
20	0.95	50.9	3.96	43.1 - 58.6
10	0.9	44.6	3.14	38.5 - 50.8

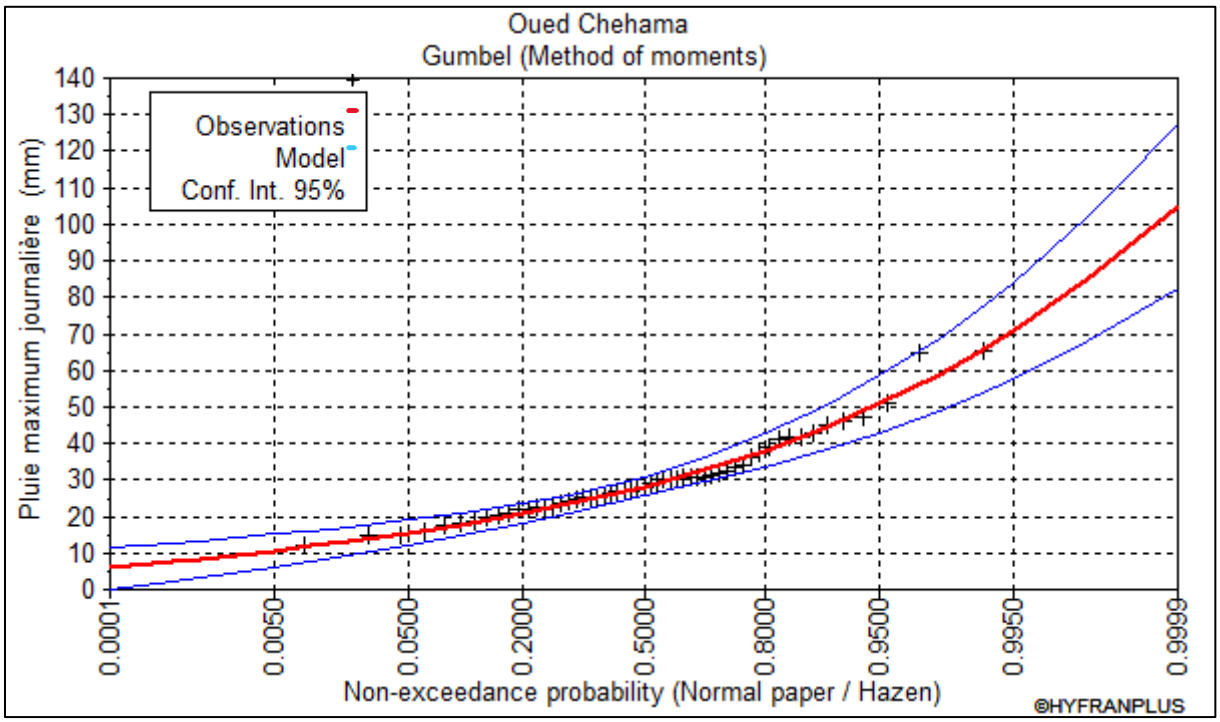


Figure III-8: Représentation graphique de la loi de GUMBEL.

III.4.1.4 Choix de loi d'ajustement le plus adéquate :

D'après la **Figure III-9**, les résultats d'ajustement des données de pluie aux lois théoriques (Log-Normal, Gumbel) présentent un bon ajustement. Visuellement, il n'est pas possible de décider sur l'ajustement le plus pertinent, c'est pourquoi l'analyse est conduite en utilisant des statistiques (test d'adéquation khi-carré).

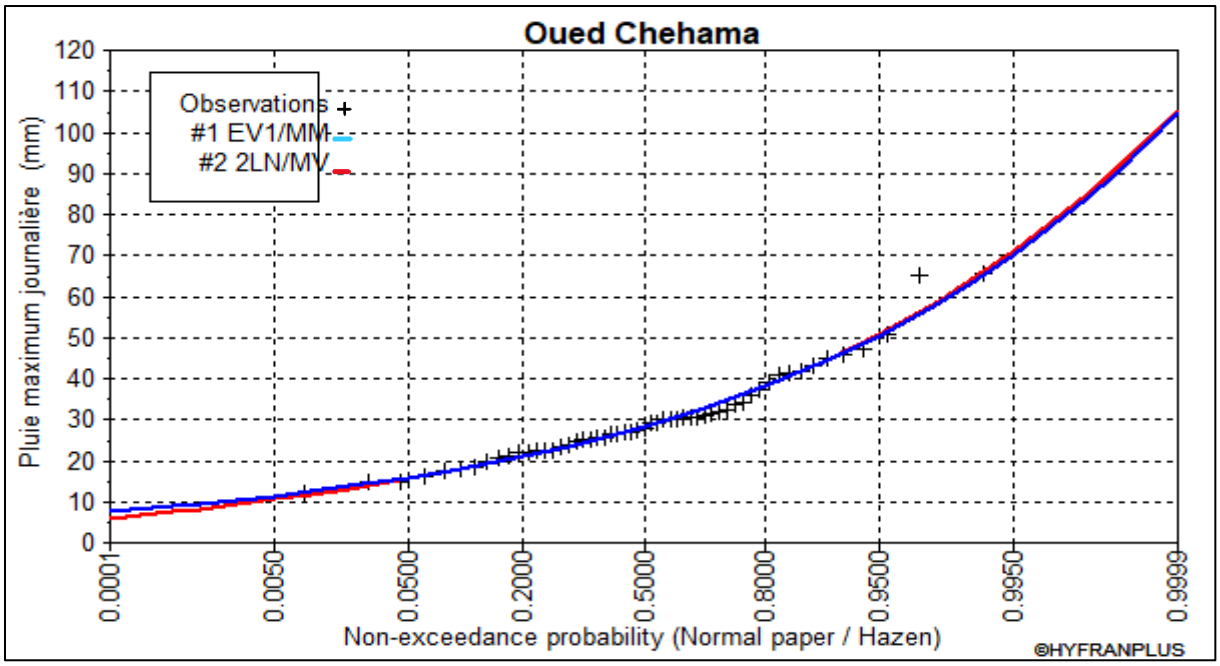


Figure III-9: Graphe comparatif des résultats d'ajustement par la méthode de Gumbel et Galton.

a- Test d'adéquation khi-carré :

Ce test repose sur la comparaison entre la valeur du Khi² calculée à partir des données observées et la valeur théorique extraite de la table du Khi², pour un niveau de signification de 5 % (soit un seuil de confiance de 95 %).

χ^2 théorique Est tiré de la table de χ^2 en fonction de γ et α .

Tel que ; χ^2 calculé $< \chi^2$ théorique

Tableau III-15: Résultats du test de Khi-carré

Loi de distribution	Nombre de classe	Degré de liberté	χ^2 théorique	χ^2 calculé
Log- Normal	9	6	12.592	5.71
Gumbel	9	6	12.592	5.05

Conclusion :

L'évaluation Khi-deux des deux lois est inférieure à 12,592, les deux lois sont donc acceptables d'un point de vue statistique.

Cependant :

- la loi de Gumbel obtient un χ^2 de 5,05 (plus petit), alors que la Lognormale obtient un χ^2 de 5,71 .
- ce qui indique que la loi de Gumbel est légèrement mieux ajustée aux données du point de vue de ce critère.

III.4.2. Pluies de courte durée :

Pour des durées inférieures au temps de concentration, les hauteurs de précipitations de courte durée, correspondant à différentes périodes de retour, peuvent être estimées à l'aide de la formule de Body, recommandée par l'ANRH:

$$Pct = P_{Jmax}\left(\frac{T}{24}\right)^{b} \qquad \text{III-19}$$

Avec ;

Pct : pluie de courte durée de fréquence donnée (mm)

Pj max : pluie max. journalière de même fréquence (mm)

T : temps (heure)

b : coefficient climatique égal à : 0,36

L'intensité de pluies est donnée par la formule suivante :

$$I = \left(\frac{Ptc}{T}\right) \qquad \text{III-20}$$

Avec ;

I : intensité de pluie (mm/h).

Les valeurs des intensités et hauteurs de pluie correspondant aux différentes périodes de retour ont été calculées et sont présentées dans le tableau ainsi que sur la figure ci-après :

Tableau III-16 : précipitation et intensité pour différente fréquence

Période de retour (ans)	10		50		100		1000	
Fréquence (%)	10		2		1		0.1	
Pjmax (mm)	44.6		59		65		85.1	
T(h)	Ptc (mm)	I (mm/h)	Ptc (mm)	I (mm/h)	Ptc (mm)	I (mm/h)	Ptc (mm)	I (mm/h)
0.5	11.07	22.14	14.64	29.28	16.13	32.26	21.12	42.24
1	14.21	14.21	18.79	18.79	20.70	20.70	27.11	27.11
2	18.23	9.12	24.12	12.06	26.57	13.29	34.79	17.39
3	21.10	7.03	27.91	9.30	30.75	10.25	40.25	13.42
3.055	21.24	6.95	28.09	9.20	30.95	10.13	40.52	13.26
4	23.40	5.85	30.95	7.74	34.10	8.53	44.65	11.16
5	25.36	5.07	33.54	6.71	36.95	7.39	48.38	9.68
6	27.08	4.51	35.82	5.97	39.46	6.58	51.66	8.61
7	28.62	4.09	37.86	5.41	41.71	5.96	54.61	7.80
8	30.03	3.75	39.73	4.97	43.77	5.47	57.30	7.16
9	31.33	3.48	41.45	4.61	45.66	5.07	59.78	6.64
10	32.54	3.25	43.05	4.31	47.43	4.74	62.09	6.21
11	33.68	3.06	44.55	4.05	49.08	4.46	64.26	5.84
12	34.75	2.90	45.97	3.83	50.65	4.22	66.31	5.53

13	35.77	2.75	47.31	3.64	52.13	4.01	68.25	5.25
14	36.73	2.62	48.59	3.47	53.54	3.82	70.09	5.01
15	37.66	2.51	49.82	3.32	54.88	3.66	71.85	4.79
16	38.54	2.41	50.99	3.19	56.17	3.51	73.54	4.60
17	39.39	2.32	52.11	3.07	57.41	3.38	75.16	4.42
18	40.21	2.23	53.20	2.96	58.61	3.26	76.73	4.26
19	41.00	2.16	54.24	2.85	59.76	3.15	78.24	4.12
20	41.77	2.09	55.25	2.76	60.87	3.04	79.69	3.98
21	42.51	2.02	56.23	2.68	61.95	2.95	81.11	3.86
22	43.22	1.96	57.18	2.60	63.00	2.86	82.48	3.75
23	43.92	1.91	58.10	2.53	64.01	2.78	83.81	3.64
24	44.60	1.86	59.00	2.46	65.00	2.71	85.10	3.55

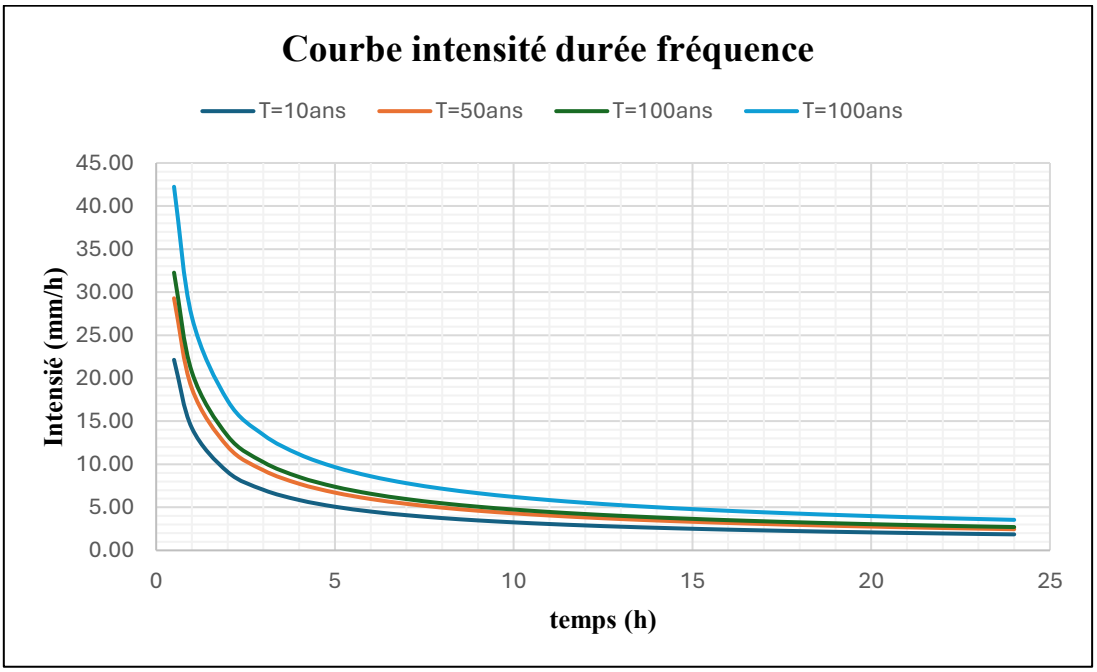


Figure III-10: courbe intensité durée fréquence.

III.5. Etude des apports :

Concernant l'estimation des apports hydriques, il convient de souligner l'absence de station de mesure au niveau du site étudié. Étant donné la faible superficie du bassin versant, l'approche par analogie n'est pas applicable. Ainsi, nous avons opté pour l'utilisation de formules empiriques couramment employées en Algérie(4) Ces méthodes, bien que simplifiées, fournissent des estimations proches de celles obtenues par les approches classiques lorsqu'elles sont appliquées à des bassins de petite taille présentant des caractéristiques similaires à celles du nôtre.

III.5.1. Apport liquide :

L'évaluation des volumes d'eau disponibles constitue une étape essentielle, non seulement en termes de moyennes annuelles, mais surtout pour les années hydrologiquement

déficitaires. En effet, la connaissance des apports en période sèche est déterminante pour garantir la fiabilité du projet. Par ailleurs, ces données sont indispensables pour mener à bien l'étude de régularisation, qui vise à adapter l'exploitation de la retenue aux variations interannuelles des ressources en eau.

III.5.1.1 Apport liquide moyenne annuelle A0 :

l'estimation de l'apport moyen annuel est faite moyennant les formules empiriques suivantes:

a- Formule de Samie :

$$Le = P^2\left(293 - 2{,}2\sqrt{S}\right) \quad \text{III-21}$$

$$A = Le * S * 10^{-3} \quad \text{III-22}$$

Avec ;

Le: Lame d'eau écoulée (mm) .

P: pluie moyenne annuelle (m).

A: Apport moyen annuel (Hm^3).

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

b- Formule de MALLET et GAUTHIER :

$$Le = 0{,}6 * P\left(1 - 10^{-0{,}36P^2}\right) * 10^3 \quad \text{III-23}$$

$$A = Le * S * 10^{-3}$$

Avec ;

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

P : pluie annuelle, exprimée (m).

c- Formule de SOGREAH :

$$Le = 720\left(\frac{P - 150}{1000}\right)^{1{,}85} \quad \text{III-24}$$

$$A = Le * S * 10^{-3}$$

Avec ;

P : précipitation (mm).

d- Formule ANRH:

$$Le = P * \left(1 - 10^{-KP^2}\right) * 10^3 \quad \text{III-25}$$

$$K = \alpha - 0{,}01 * LogS \quad \text{III-26}$$

$$A = Le * S * 10^{-3}$$

Avec ;

α =0,18

P : pluie annuelle, exprimée (m).

e- Formule de COUTAGNE :

$$Le = \left(0{,}164 - 0{,}00145 * \sqrt{S}\right) * P \quad \text{III-27}$$

$$A = Le * S * 10^{-3}$$

Avec ;

P : pluie annuelle, exprimée (mm).

f- Formule de J-DERRY :

$$\text{Le} = 11{,}8 * \left(\frac{P}{1000}\right)^{2.82} * 31{,}536 \quad \text{III-28}$$

$$A = 0{,}915 * P^{2{,}684} * S^{0{,}842} \quad \text{III-29}$$

Avec ;

A0 : Apport moyen annuelle.

S : Surfaces du Bassin versant (Km^2) .

P : Précipitation moyenne ((m) pour A et (mm) pour Le).

T : temps d'une année en seconde.

Les résultats obtenus pour l'estimation de l'apport moyen annuel en eau sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau III-17: Apports Moyenne Annuelle

FORMULES	SAMIE	MALLETET -GAUTHIER	SOGREAH	ANRH	COUTAGNE	DERRI
Lame d'eau écoulée, Le (mm)	26.783	14.21	24.196	11.0233	47.969	13.658
Apport moyen annuel (hm^3)	1.0644	0.5647	0.9616	0.43807	1.9063	0.8747

On prend l'apport moyen annuelle A0 = 1 hm^3

III.5.1.2 Caractéristique de l'écoulement :

a- Lame d'eau ruisselé :

Elle s'exprime par la formule suivante :

$$Le = \frac{A_0}{S \times 10^3} \quad \text{III-30}$$

Avec ;

A0: l'apport moyenne annuelle (m^3).

S : surface du Bassin versant (Km^2).

Le = 25.164 mm

b- Coefficient de l'écoulement :

Il s'exprime par la formule suivante :

$$C = \frac{Le}{P} \qquad \text{III-31}$$

Avec ;

Le : lame d'eau ruisselé (mm).

P : pluie moyenne annuelle (mm).

C = 0.081

c- Module de l'écoulement :

Il s'exprime par la formule suivante :

$$Me = \frac{A_0}{T} \qquad \text{III-32}$$

Avec ;

Me : Module de l'écoulement (l/s).

A0: l'apport moyenne annuelle (m^3).

T : temps d'une année en seconde.

Me = 31.71 l/s

d- Module de l'écoulement relatif :

Il s'exprime par la formule suivante :

$$Mr = \frac{Me}{S} \qquad \text{III-33}$$

Avec ;

Mr : Module de l'écoulement relatif en (l/s/km2).

Me : Module de l'écoulement (l/s).

S : surface du Bassin versant (Km2).

Mr = 0.8 (l/s/km2).

e- Coefficient de variation Cv :

Pour calculer le coefficient de variation Cv, on utilise les formules empiriques suivantes :

Formule de PADOUN :

$$Cv = K\frac{0.93}{Mr^{0.23}} \qquad \text{III-34}$$

Avec ;

K: coefficient de réduction varie entre (0.25 ÷ 1.0), on prend K = 0.9

Mr : Module de l'écoulement relatif en (l/s/km2).

Formule de KRISTEKLY MENKEL :

$$Cv = \frac{0.83}{S^{0.06} \times Mr^{0.27}} \quad \text{III-35}$$

Avec ;

Mr : Module de l'écoulement relatif en (l/s/km^2).

S : surface du B.V en (Km^2).

Formule de SOKOLOVSKY :

$$Cv = 0.78 - 0.29 \times \log(Mr) - 0.063 \times \log(s+1) \quad \text{III-36}$$

Avec ;

Mr : Module de l'écoulement relatif en (l/s/km^2).

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

Les résultats du calcul de coefficient de variation sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III-18: résultat du calcul de coefficient de variation

Formule	Coefficient de variation Cv
PADOUN	0.881
KRISTEKLY MENKEL	0.707
SOKOLOVSKY	0.707

La formule empirique de KRISTEKLY MENKEL et SOKOLOVSKY fournit une estimation pratique, proche de la valeur moyenne, avec un coefficient de variation moyen Cv,moy égal à 0.765.

III.5.2. Irrégularité des apports :

III.5.2.1 Estimation fréquentielle des apports :

Afin d'obtenir une estimation fréquentielle des apports, on peut envisager de faire appel à la loi Log Normale (Loi de Galton) qui s'écrit :

$$A_{f\%} = \frac{A_o}{\sqrt{(C_v^{\,2}+1)}} e^{u\sqrt{\ln(C_v^{\,2}+1)}} \quad \text{III-37}$$

Avec ;

A0 : Apport moyen annuel (1 hm^3)

Af %: Apport liquide de fréquence donnée

Cv: Coefficient de variation pris égal à **0.707**

u: variable de Gauss

L'expression simplifiée s'écrit:

$$A_{f\%} = 0.817 * e^{0,637*u} \quad \text{III-38}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III-19: Les apports liquides de différentes fréquences

Période de retour (ans)	5	10	50	100	1000
Fréquence (%)	80	90	98	99	99.9
Le variable réduit "u"	0.842	1.282	2.054	2.326	3.090
Apport (Hm3)	0.478	0.361	0.221	0.186	0.114

III.5.2.2 Répartition mensuelle de l'apport 80 %:

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80 % suit la même répartition mensuelle des précipitations, ce qui nous donne :

Tableau III-20: Répartition mensuelle de l'Apports moyenne annuelle et fréquentiel

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Aout.	Total
Moyenne	16.06	23.62	38.77	33.19	43.66	39.43	37.37	37.43	25.39	8.86	2.09	3.89	309.76
P (%)	5.18	7.63	12.51	10.72	14.09	12.73	12.06	12.08	8.20	2.86	0.68	1.26	100
Apport (Hm3)	0.052	0.076	0.125	0.107	0.141	0.127	0.121	0.121	0.082	0.029	0.007	0.013	1.00
Apport A80%(Hm3)	0.025	0.036	0.060	0.051	0.067	0.061	0.058	0.058	0.039	0.014	0.003	0.006	0.478

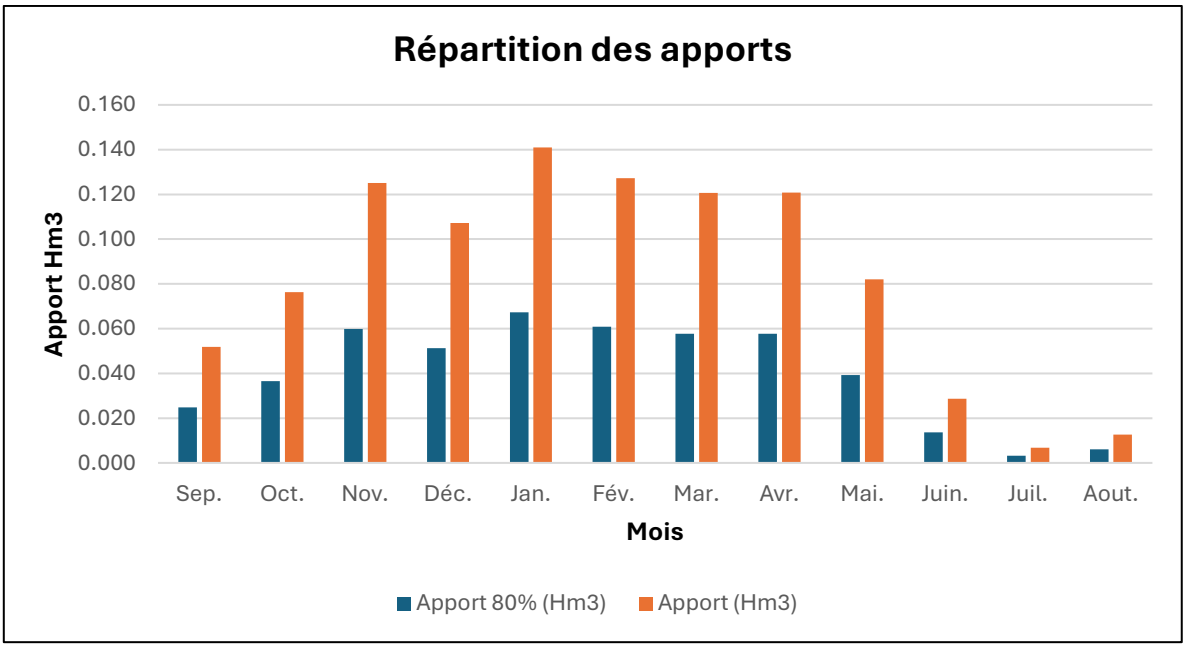


Figure III-11: : Répartition mensuelle de l'Apports moyenne annuelle et fréquentiel a 80%

III.5.3. Apport solide :

Le transport solide correspond au déplacement de particules granulaires sous l'effet de l'écoulement. Dans les pays d'Afrique du Nord, l'envasement des retenues est particulièrement marqué : l'érosion intense des bassins versants entraîne des charges sédimentaires élevées,

lesquelles, acheminées par les cours d'eau, forment à l'entrée des réservoirs des courants de densité chargés. Cette sédimentation engendre de multiples problèmes : réduction du volume utile, obstruction des organes de vidange, fragilisation de l'ouvrage, colmatage des canaux d'irrigation et altération de la qualité de l'eau. (18)

Dans l'objectif de renforcer la fiabilité du dimensionnement de la retenue, il est essentiel d'estimer les apports solides. En l'absence de mesures directes sur l'Oued Chehama, l'évaluation repose sur l'application de méthodes empiriques permettant d'obtenir une estimation approchée du transport sédimentaire.

III.5.3.1 Estimation de Transport solide et le volume mort :

a- Formule de TEXIRONT :

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité, l'érosion spécifique est donnée par ;

$$Ts = \alpha * Le^{0,15} \qquad \text{III-39}$$

Avec ;

Ts : Apports solides spécifiques moyens annuels (t/km^2/an) .

Le : lame d'eau écoulée (25.164 mm).

α : coefficient empirique varie en fonction de la perméabilité

- α = 8.5 : perméabilité élevée
- α = 75 : perméabilité moyenne à élevée
- α = 350 : perméabilité faible à moyenne
- α = 1400 : perméabilité faible
- α = 3200 : imperméables

Ts = 350*25.164 $^{0.15}$ = 567.786 (t/Km²/an)

b- Formule de Fournier :

$$Ts = \frac{1}{36}\left(\frac{P^2}{P'}\right)^{2.65}\left(\frac{h^2}{S}\right)^{0.46} \qquad \text{III-40}$$

Avec ;

- Ts : Apports solides spécifiques moyens annuels (t/km^2/an).
- P : Pluie mensuelle moyenne du mois le plus pluvieux (mm).
- P' : Pluie moyenne annuelle (mm).
- h : 45%(Hmax – Hmin) (m).
- S : superficie du bassin (km^2).

Ts = 121.113 (t/km^2/an)

Tableau III-21: résultat de calcul du transport solide

Formule	Transport solide (t/km2/an)
TEXIRONT	567.786
Fournier	121.113

Débit solide :

$$Qs = Ts \times S \qquad \text{III-41}$$

Avec ;

Qs : débit solide (t/an).

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

Ts : transport solide ($t/km^2/an$).

Tableau III-22: résultat de calcul de débit solide

Formule	Débit solide (t/an)
TEXIRONT	22563.816
Fournier	4813.031

Le volume des solides est égal à:

$$Vs = Ts/\gamma_s \qquad \text{III-42}$$

Le volume mort est estimé à partir du volume total de sédiments accumulés pendant la durée de vie de l'ouvrage, en tenant compte du poids spécifique et d'un taux de charriage (5 % ou 10 %). Il est ainsi ajusté pour garantir la durabilité de la retenue :

$$V_m = (1.05 - 1.10)\frac{Q_s \times t}{\delta_s}\ (m^3) \qquad \text{III-43}$$

Avec ;

Qs : Débit solide (Qs = 13688.424 t/an).

En considérant un poids spécifique de la vase qui est de sable avec gravier δs est comprise entre (1.8-2.5) t/m^3 , on prend δs = 2.5 t/m^3

δs: Poids spécifique des sédiments.

t : temps d'exploitation (10 ans).

$\boldsymbol{V_m} = 60229.07\ m^3$

III.6. Etude des crues :

Les crues sont des écoulements intenses et variables, caractérisés par des débits élevés. Il est donc essentiel de déterminer, à l'échelle du bassin versant, les hydrogrammes de crues

fréquentielles ainsi que les débits maximaux probables. Cette estimation est primordiale pour assurer la sécurité de l'ouvrage à réaliser.(20)

Une crue se caractérise par plusieurs paramètres essentiels :

- Le débit de pointe, représentant le débit maximal atteint ;
- Le volume de la crue, soit la quantité totale d'eau écoulée pendant l'événement ;
- Le temps de base, correspondant à la durée totale de la crue ;
- La forme de l'hydrogramme, qui décrit l'évolution du débit au cours du temps.

III.6.1. Détermination des débits maximaux fréquentiels :

En Algérie, le calcul du débit de pointe dans les bassins non jaugés pose un réel problème relatif à la disponibilité des données sur les débits maximums. Plusieurs méthodes sont proposées dans la littérature pour surmonter cette difficulté. Dans notre cas, nous avons opté un calcul basé sur la moyenne des résultats obtenus par les méthodes empiriques, Gradex et SCS

Les Méthodes empiriques de prédétermination :

a- Formule de MALLET-GAUTHIER :

$$Q_{max\,P\%} = 2 \times K \times log(1 + 20.P_{moy}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4\,log\,T - log\,S} \qquad \text{III-44}$$

Avec ;

Pmoy : Pluie moyenne annuelle (m).

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

L : Longueur du talweg principal (km).

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : K (1-3) , (K = 2)

T : Période de retour (an).

Tableau III-23:débit maximum par la formule de MALLET-GAUTHIER

Période de retour (ans)	10	50	100	1000
Fréquence (%)	10	2	1	0.1
Pjmax (mm)	44.6	59	65	85.1
Qmax p% (m3/s)	78.511	105.979	115.819	143.750

b- Formule de SOKOLOVSKY :

$$Q_{max\,P\%} = 0{,}28 \frac{(Ptc - H_0)\alpha.F.S}{Tc} \qquad \text{III-45}$$

Avec ;

S : Superficie du bassin (Km^2).

Tc: temps de concentration (h).

Pct : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration (mm).

H0: Perte initiale (H0 = 7mm).

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

$$\alpha p\% = \frac{\sqrt{Ptc\%}-\sqrt{H0}}{\sqrt{Ptc\%}+\sqrt{H0}} \qquad \text{III-46}$$

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

Pour S < 50Km2 ; γ = 2.5 donc F = 1.04

Tableau III-24: débit maximum par la formule de SOKOLOVSKY

Période de retour (ans)	10	50	100	1000
Fréquence (%)	10	2	1	0.1
Pjmax (mm)	44.6	59	65	85.1
Ptc% a Tc = 3.055 h	21.236	28.092	30.949	40.519
αp%	3.072	3.147	3.170	3.230
Qmax p% (m3/s)	165.633	251.397	287.588	410.124

c- Formule de TERRAZA :

$$Q_{max\ P\%} = \frac{C*Ptc*S}{3{,}6*Tc} = \frac{1}{36}\, S \times It \times C \qquad \text{III-47}$$

Avec ;

Ptc : pluie de courte durée pour un temps t = Tc (mm).

S: superficie du bassin versant (Km²).

Tc : temps de concentration (heure).

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

C: coefficient de ruissellement (0.6-0.8).

Tableau III-25: débit maximum par la formule de TERRAZA

Période de retour (ans)	10	50	100	1000
Fréquence (%)	10	2	1	0.1
Pjmax (mm)	44.6	59	65	85.1
Ptc% a Tc = 3.055 h	21.236	28.092	30.949	40.519
Qmax p% (m3/s)	61.386	81.205	89.463	117.128

d- Formule de Giandotti :

$$Q_{max\ P\%} = \frac{170.S.(Hmoy-Hmin)^{1/2}}{4(S)^{1/2}+1.5L} P_{tc} \quad \text{III-48}$$

Avec ;

Qmax (%) : Débit fréquentiel maximum en m3/s dont la fréquence est la même que celle de la pluie de courte durée Ptc (en m).

S : Surface du bassin-versant en (km^2).

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

Hmoy : altitudes moyennes (en mètre) .

Hmin : altitude minimales (en mètre).

Tableau III-26: débit maximum par la formule de Giandotti

Période de retour (ans)	10	50	100	1000
Fréquence (%)	10	2	1	0.1
Pjmax (mm)	44.6	59	65	85.1
Ptc% a Tc = 3.055 h	21.236	28.092	30.949	40.519
Qmax p% (m3/s)	85.168	112.666	124.123	162.506

e- Méthode de l'ANRH :

$$Q_{max\ P\%} = e^{0.95u}.Qp \ (m^3/s) \quad \text{III-49}$$

Avec ;

Qpt : Débit maximum fréquentiel (m3/s).

Qp : Débit de pointe annuel (m3/s).

u : Variable réduite de Gauss.

Le débit de pointe annuel est estimé, en fonction de la surface du bassin versant (S) en Km2 et les précipitations annuelles reçue par le bassin versant (P) en mm, par la relation suivante :

$$Qp = 0.000781 \times S^{0.688} \times P^{1.275} \quad \text{III-50}$$

Tableau III-27 : débit maximum par la formule de L'ANRH

Période de retour (ans)	10	50	100	1000
Fréquence (%)	10	2	1	0.1
Pjmax (mm)	44.6	59	65	85.1
Levariable réduit "u"	1.282	2.054	2.326	3.090
Qp% (m3/s)	14.756	14.756	14.756	14.756
Qmax p% (m3/s)	49.856	103.827	134.518	277.936

f- Méthode fréquentielle de Meddi & al. 2017 :

Tableau III-28: Modèle pour calculer $Qmax$ (m^3/s) en fonction de la surface du bassin versant(A) en km2 et la pente du cours d'eau principal (S) en %

Région	Equations
Région I	$Qmax=3.52A^{0.96}S^{0.54}$
Région II	$Qmax=2.73A^{0.35}S^{0.44}$
Région III	$Qmax=1.26A^{0.16}S^{-1.04}$

Pour calculer $Qmax$, de l'une des trois régions, pour une période de retour donnée, le débit max calculé par le modèle correspondant à la région concernée (Tableau III-28) doit être multiplié par la fonction de quantile correspondante (Tableau III-29) :

Tableau III-29: Q(F) (quantile fonction)

Période de retour (an) q(F) / Région	2	5	10	20	50	100	200	500
Zone I	0.74	1.54	2.14	2.74	3.53	4.13	4.73	5.52
Zone II	0.59	1.47	2.27	3.22	4.74	6.14	7.78	10.43
Zone III	0.71	1.62	2.29	2.94	3.77	4.37	4.96	5.72

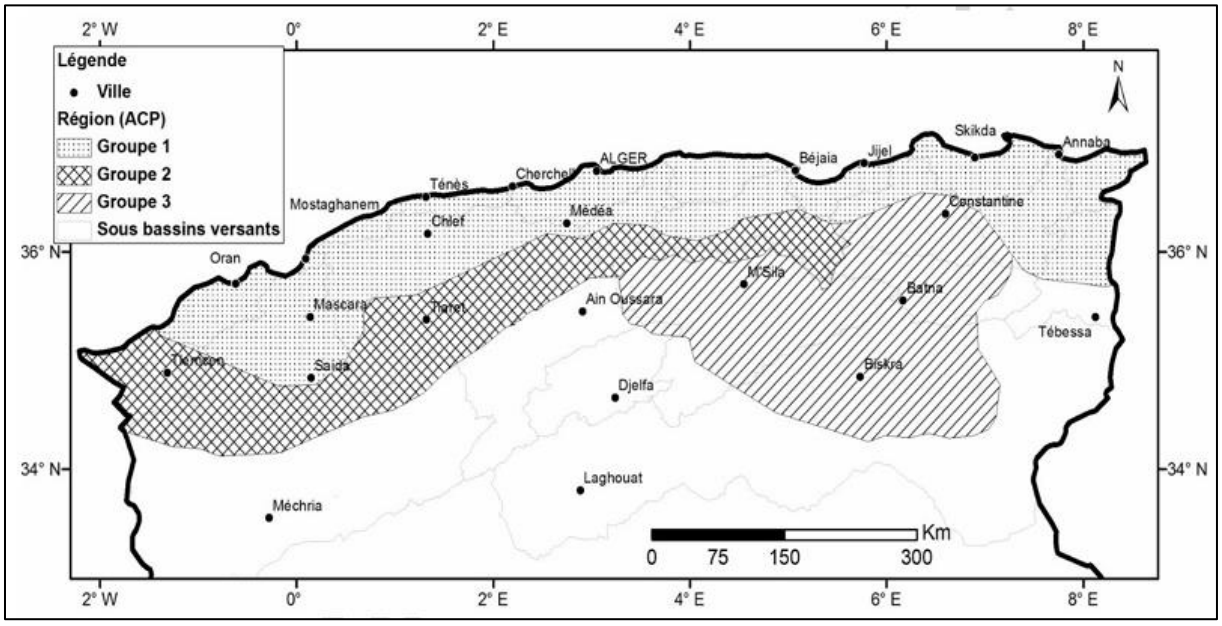


Figure III-12: Les limités géographiques des trois zones identifiées pour le calcul de débit maximum par Meddi et al., (2017).

$$Qmax(F) = Qmax^* q(F) \qquad \text{III-51}$$

Tableau III-30: débit maximum par la formule de MEDDI

Période de retour (ans)	10	50	100	1000
Fréquence (%)	10	2	1	0.1
Pjmax (mm)	44.6	59	65	85.1
Qmax (m3/s)	20.137	20.137	20.137	1.675
Q(F)	2.27	4.74	6.14	-
Qmax F (m3/s)	45.710	95.447	123.639	-

Remarque : La formule empirique de SOKOLOVSKY fournit une estimation maximale de débit décennale avec Q_{10} = 165.633 m^3/s. cette estimation est utilisée dans le cadre de la **méthode du Gradex**.

g- Méthode du Gradex :

Le modèle probabiliste Gradex permet d'évaluer les risques de crues extrêmes ainsi que l'extrapolation à différentes périodes de retours.

Les étapes de la méthode :

Les étapes à suivre pour mettre en œuvre cette approche sont énumérées ci-dessous :

➢ Déterminer le gradex 'a' à partir de l'ajustement des précipitations maximales journalières (Pjmax) à la loi de Gumbel (Pj,max (mm) = a. μ + b avec μ : représentant la variable réduite de Gumbel (μ= -ln (-ln (F)))).

➢ Déterminer le débit décennal via les méthodes empirique .

➢ Convertir le débit décennal (m3/s) en lame d'eau (mm) en utilisant l'équation de transformation suivante :

$$R\ (mm) = Q * 3,6 * n\ (heures) / S\ (km2) \qquad \text{III-52}$$

Avec : n = 24

➢ Tracer l'équation de la droite de Gumbel des débits dont la forme est la suivante:

$$Q\mu\% = a.\ \mu + b' \qquad \text{III-53}$$

Avec : b' = Q10 ans – Gradex* μ (T=10 ans).

➢ A partir de l'équation (III-52), on détermine les débits de différentes périodes de retour en mm.

➢ Convertir les débits en m3/s par la formule de transformation suivante :

$$Q\ (m3/s) = Q\ (mm) * S(km2) / 3,6 * n\ (h) \qquad \text{III-54}$$

➢ Calculer les débits de pointes de période de retour par la formule suivante :

$$Qp\ (m3/s) = Q\ (m3/s) * P \quad \text{III-55}$$

Avec le coefficient de pointe égal : P = 1.4

$$P = 1 + \frac{2.5}{\sqrt{S}} \quad \text{III-56}$$

Avec ;

S : surface de bassin versant (km^2)

Tableau III-31: Résultats débits de pointe par le modèle Gradex

Pjmax t=10ans	44.6
a	8.68383
b	25.0694
Ecart type	11.1
moyenne	30.1
R (mm)	360.108
Le variable réduit "u" 10 ans	2.250
Le variable réduit "u" 50 ans	3.902
Le variable réduit "u" 100 ans	4.600
Le variable réduit "u" 1000 ans	6.907
b'	340.566
coefficient de point P	1.4
QP10 (m3/s)	165.633
Q50(mm)	374.450
Q50 (m3/s)	172.230
QP50 (m3/s)	241.121
Q100 (mm)	380.513
Q100 (m3/s)	175.018
QP100 (m3/s)	245.026
Q1000 (mm)	400.548
Q1000 (m3/s)	184.233
QP1000 (m3/s)	257.927

h- Méthode de Soil Conservation service (SCS)

La méthode Curve Number (CN) est une méthode développée en 1956 par le Soil Conservation Service (SCS) pour estimer le ruissellement généré par une pluie. Sa simplicité, sa facilité d'utilisation et sa robustesse, surtout face aux variabilités des facteurs influençant le ruissellement (type de sol, occupation des sols, humidité antérieure, etc.) en ont fait rapidement une méthode reconnue et utilisée. Bien qu'élaborée dans le contexte des petits bassins agricoles, son emploi s'est peu à peu élargi aux bassins des espaces ruraux, forestiers puis urbains, malgré certaines zones de flou. Actuellement, elle est devenue la méthode de référence en hydrologie et continue de susciter un intérêt scientifique croissant.

Principe de la méthode :

La méthode repose sur un principe analogue à celui de l'hydrogramme unitaire dont on peut donner une définition générale : on considère un épisode pluvieux de durée T conduisant à un ruissellement de même durée. L'hydrogramme élémentaire, correspondant à la pluie sur un intervalle de temps D, se représente sous forme triangulaire avec les bornes 1/3 Tc < D < 2/3 Tc, où Tc est le temps de concentration.

Cet hydrogramme est défini par plusieurs caractéristiques clés :

Débit de pointe (QP) : le maximum du débit généré.

Temps de montée (Tp) : calculé par Tp = D/2 + 0,6 Tc.

Temps de descente (Td) : Td = 1,67 Tp.

Temps de base (Tb) : déterminé par Tb = Tp + Td.

La méthode SCS-CN est fondée sur l'hypothèse d'un lien entre la quantité de précipitations et le volume de ruissellement produit, qui est fonction de la capacité de rétention du sol comme suit :

$$P_e = \frac{(P-Ia)^2}{P-Ia+S} \qquad \text{III-57}$$

Avec;

Pe : précipitation nette (mm),

P : précipitation totale (mm),

Ia: pertes initiales (généralement 20% de la capacité de rétention),

S : capacité de rétention maximale potentielle du bassin versant (mm).

La capacité de rétention S est fonction du numéro de ruissellement CN qui traduit la réponse du sol et de l'usage du sol au ruissellement. Le CN varie entre 30 (très forte infiltration) et 100 (très faible infiltration).

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \qquad \text{III-58}$$

Le CN (Curve Number) est un paramètre qui permet de caractériser un sol relativement à sa capacité d'infiltration et son potentiel de ruissellement. Plusieurs déterminants lui sont corrélés. On citera : le type de sol (ou nature du sol), l'usage des sols et les conditions d'humidité qui précèdent l'événement. Les valeurs de CN, obtenues à partir de ces critères, sont rassemblées dans des tableaux préétablis par le Soil Conservation Service (SCS). Ces tableaux permettent de déterminer efficacement le CN correspond dans des contextes hydrologiques et de mises en valeur variés.

Tableau III-32: tableau spécifique pour la détermination du CN

		OCCUPATION DE SOL			
TYPE	GROUPE	Terre Agricole	Foret	terrain nu	Zone urbain
Sableux, limoneux-sableux	A	72	36	68	80
limoneux	B	81	60	79	85
Sablo-argileux	C	88	79	89	90
Argileux-argileux limoneux,sol salins	D	91	79	89	95

Calcul de débit de pointe :

La méthode SCS peut se substituer à la simulation de traitements du logiciel HEC-HMS, ce qui a conduit à l'idée de réaliser un couplage entre les deux outils car HEC-HMS est un élément indispensable pour la simulation des processus hydrologiques (ex. ruissellement, infiltration). En effet, HEC-HMS permet de modéliser les réponses d'un bassin versant aux précipitations sur la base des paramètres du modèle SCS.

La modélisation hydrologique à l'aide du logiciel HEC-HMS se déroule selon plusieurs étapes essentielles :

- Modélisation du bassin versant : définition des sous-bassins, des exutoires et des caractéristiques physiques du terrain ;
- Configuration du modèle météorologique : intégration des données pluviométriques et climatiques ;
- Paramétrage du modèle de simulation : choix des méthodes de calcul, définition de la durée et du pas de temps de la simulation ;
- Exécution de la simulation : lancement du modèle pour générer les hydrogrammes et analyser les réponses hydrologiques du bassin.

Résultat de calcul :

- **T = 10ans**

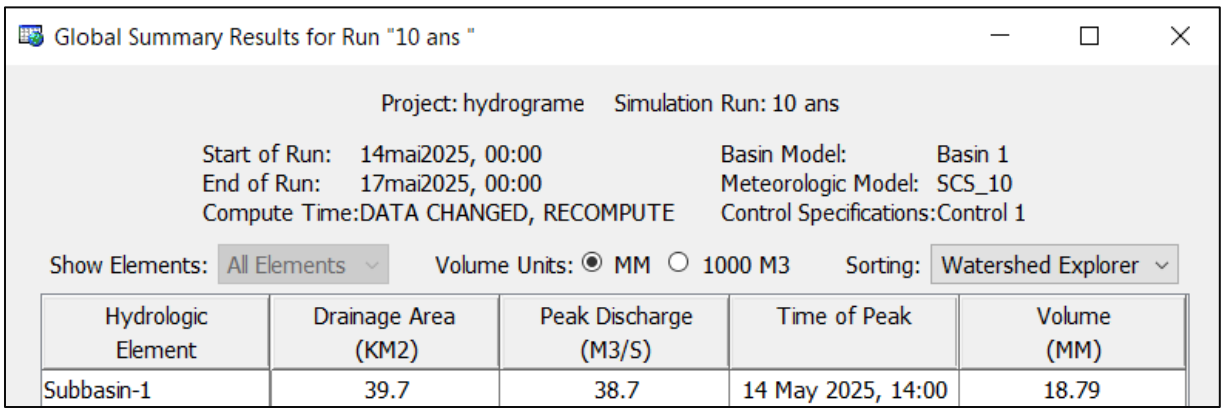


Figure III-13 : Résultat de calcul de débit de crue pour T = 10 ans par la méthode SCS .

- **T = 50ans**

Global Summary Results for Run "50 ans"

Project: hydrograme Simulation Run: 50 ans

Start of Run: 14mai2025, 00:00
End of Run: 17mai2025, 00:00
Compute Time: DATA CHANGED, RECOMPUTE
Basin Model: Basin 1
Meteorologic Model: SCS_50
Control Specifications: Control 1

Show Elements: All Elements | Volume Units: MM / 1000 M3 | Sorting: Watershed Explorer

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Subbasin-1	39.7	67.4	14 May 2025, 13:50	30.96

Figure III-14 : Résultat de calcul de débit de crue pour T = 50 ans par la méthode SCS.

- **T = 100ans**

Global Summary Results for Run "100 ans"

Project: hydrograme Simulation Run: 100 ans

Start of Run: 14mai2025, 00:00
End of Run: 17mai2025, 00:00
Compute Time: 15mai2025, 01:09:29
Basin Model: Basin 1
Meteorologic Model: SCS_100
Control Specifications: Control 1

Show Elements: All Elements | Volume Units: MM / 1000 M3 | Sorting: Watershed Explorer

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Subbasin-1	39.7	98.0	14 May 2025, 13:50	43.05

Figure III-15 : Résultat de calcul de débit de crue pour T = 100 ans par la méthode SCS.

- **T = 1000ans**

Global Summary Results for Run "1000 ans"

Project: hydrograme Simulation Run: 1000 ans

Start of Run: 14mai2025, 00:00
End of Run: 17mai2025, 00:00
Compute Time: DATA CHANGED, RECOMPUTE
Basin Model: Basin 1
Meteorologic Model: SCS_1000
Control Specifications: Control 1

Show Elements: All Elements | Volume Units: MM / 1000 M3 | Sorting: Watershed Explorer

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Subbasin-1	39.7	125.6	14 May 2025, 13:50	55.44

Figure III-16 : Résultat de calcul de débit de crue pour T = 1000 ans par la méthode SCS.

Le tableau ci-dessous présente les valeurs de débit estimées pour différentes périodes de retour:

Tableau III-33: Débit maximale par la méthode SCS

T (ans)	10	50	100	1000
Qmax (m3/s)	38.7	67.4	98.0	125.6

Conclusion :

Tableau III-34: Récapitulatif des débits maximums selon différentes méthodes

Période de retour (an)	10.00	50.00	100.00	1000.00
Fréquence (%)	10.00	2.00	1.00	0.10
MALLET-GAUTHIER	78.511	105.979	115.819	143.750
Sokolovsky	165.63	251.40	287.59	410.12
TURAZZA	61.39	81.21	89.46	117.13
Giandotti	85.17	112.67	124.12	162.51
ANRH	49.86	103.83	134.52	277.94
Meddi	45.71	95.45	123.64	-
Gradex	165.63	241.12	245.03	257.93
SCS	38.7	67,4	98.00	125,6
Débit du projet adopté	**86.32**	**123.96**	**152.27**	**195.62**

III.6.2. Hydrogramme de crue :

L'hydrogramme de crue constitue la représentation caractéristique d'un événement de crue. Il permet d'en extraire les principales informations hydrologiques, telles que :

- le volume total écoulé,
- la durée de la crue,
- et le débit de pointe.

Pour sa construction, on utilise la méthode de Sokolovski, qui consiste à décomposer l'hydrogramme en deux parties asymétriques : la phase de montée, calculée à partir du temps de montée, et la phase de décrue, déterminée à partir du temps de décroissance.(20)

- Pour le temps de montée:

$$Q_{montée} = Q_{max}(\frac{T}{Tm})^2 \qquad \text{III-59}$$

Tm = Tc : Temps de montée.

- Pour la décrue:

$$Q_{déc} = Q_{max}(\frac{Td-T}{Td})^3 \qquad \text{III-60}$$

Avec:

Td = δ Tm (Sokolovski)

δ: Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant, celui-ci est en fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin.

Tableau III-35: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ

Condition	δ
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2 à 2,5
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3 à 4
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4 à 7

Pour notre bassin δ = 2.5

Le tableau ci-dessous présente les débits calculés Q correspondant aux différentes périodes de retour considérées:

Tableau III-36: Calcul de l'Hydrogramme de crue pour différent période de retour

	temps	Qmax(10) (m3/s)	Qmax(50) (m3/s)	Qmax(100) (m3/s)	Qmax(1000) (m3/s)
Montée	0	0	0	0	0
	0.5	2.183	3.320	4.079	5.240
	1	8.731	13.281	16.315	20.960
	1.5	19.645	29.883	36.710	47.161
	2	34.924	53.125	65.262	83.842
	2.5	54.569	83.009	101.971	131.003
	3	78.579	119.532	146.839	188.644
	3.055	81.487	123.955	152.272	195.624
Décrue	3.5	12.955	19.707	24.209	31.102
	4	8.803	13.391	16.450	21.134
	4.5	5.649	8.593	10.556	13.562
	5	3.356	5.105	6.271	8.057
	5.5	1.786	2.717	3.338	4.288
	6	0.803	1.222	1.501	1.928
	6.5	0.269	0.410	0.503	0.646
	7	0.047	0.072	0.089	0.114
	7.5	0.000	0.001	0.001	0.001
	7.6375	0.000	0.000	0.000	0.000

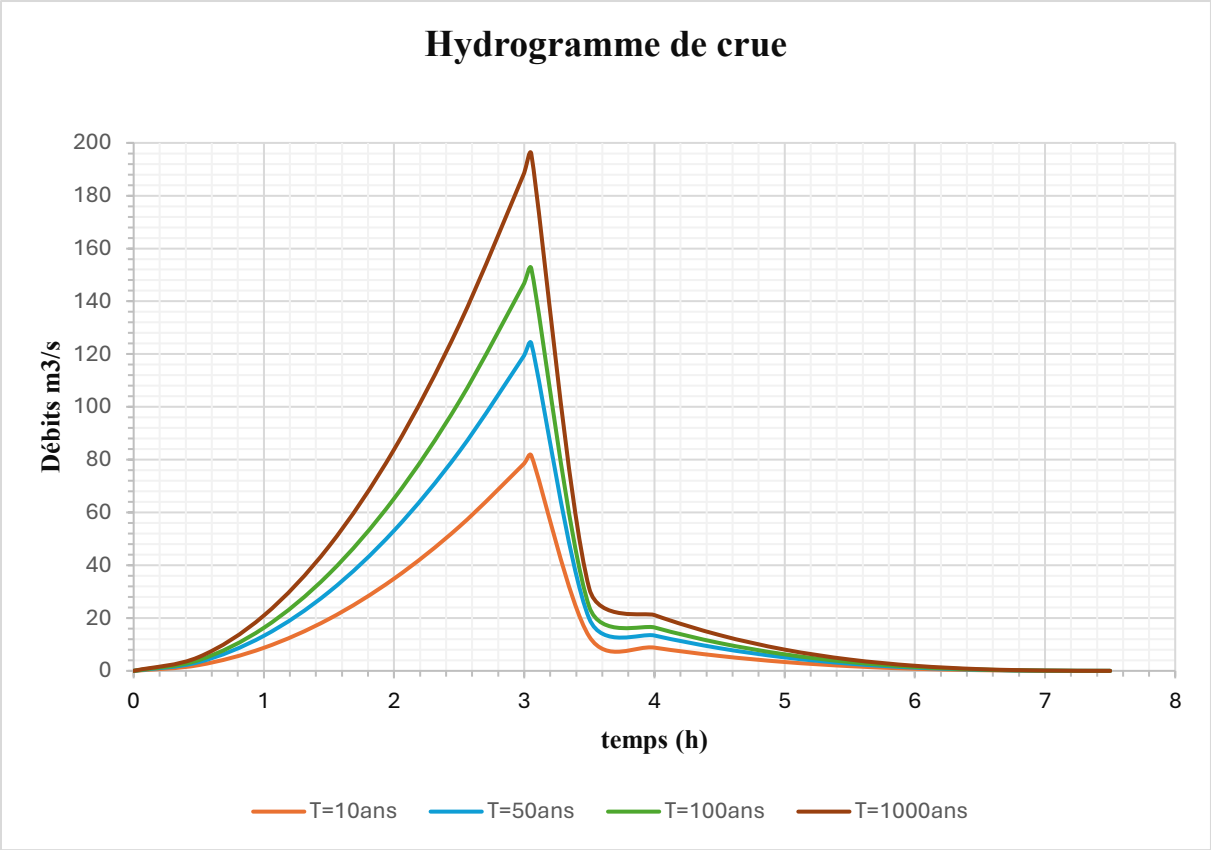


Figure III-17: l'hydrogramme de crue du bassin versant.

III.6.3. Choix de la crue de projet :

Les crues constituent l'un des principaux facteurs de risque pour les barrages, tant lors de leur construction que durant leur phase d'exploitation. Elles sont généralement représentées par un hydrogramme de crue ou, plus simplement, par un débit de pointe.(22)

La **crue de projet** correspond à un événement hydrologique de faible fréquence associé à la période de référence retenue pour la conception de l'ouvrage. Son analyse permet de définir les Plus Hautes Eaux (PHE), indispensables au dimensionnement des ouvrages de sécurité, en particulier les évacuateurs de crues, qu'ils soient prévus en configuration brute ou avec effet de laminage.(24)

Le choix de la période de retour associée à cette crue repose sur une évaluation du niveau de risque acceptable, en tenant compte de la vulnérabilité des zones situées à l'aval. Les critères considérés incluent :

- le risque potentiel de pertes humaines,
- les enjeux économiques,
- le niveau de submersibilité,
- et l'ampleur des dommages en cas de rupture.

Pour ce choix, les recommandations du Comité International des Grands Barrages servent de référence :

Tableau III-37: Crues de projet recommandées

Catégorie de dommages	Crue de projet recommandée
Elevés : Perte de vie, dommages considérables	1/10000 jusqu'à 1/100000
Important : pas de pertes de vies, dommages Importants	1/1000 jusqu'à 1/10000
Faible : pas de perte de vies, dommages légers	1/100 jusqu'à 1/1000

Dans le cadre de cette étude, le risque associé à une éventuelle rupture de la retenue — qu'il s'agisse de pertes humaines ou de dommages matériels — peut être considéré comme faible. En conséquence, la crue de projet est fixée pour une période de retour de 100 ans, soit une fréquence d'occurrence de 1 %.

Remarque :

Modèle numérique de terrain (MNT) sollicité, une altitude minimale de 502 m est associée à la base des calculs hydrologiques, correspondant à la limite inférieure du modèle existant dans ArcGIS.

Toutefois, le levé topographique du relevé à visée découlant directement sur le terrain fait état d'une cote minimum réelle de 496,59 m. C'est pourquoi cette cote a été retenue dans la partie de régularisation, notamment lors des calculs de stockage, de courbe surface-volume, de hauteur utile du barrage.

III.7. Etude de la régularisation :

Ce travail de recherche a pour but d'effectuer une analyse afin d'évaluer la capacité de la future retenue sur Oued Chehama afin que les apports de l'oued soient optimums, étant donné que la retenue est normalement consacrée à l'irrigation , cette retenue étant bâtie pour répondre aux besoins en eau des cultures de cette zone.

Pour mener à bien cette analyse, plusieurs données sont nécessaires :

- Les besoins mensuels en eau des cultures à irriguer,
- Les pertes mensuelles dues à l'évaporation et à l'infiltration,
- La géométrie de la retenue, à savoir la relation entre la hauteur d'eau et la superficie de la surface libre,
- La répartition mensuelle des apports en eau dans la retenue (exprimée en hm^3).

III.7.1. Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation :

La répartition des besoins exprimés en hm^3 pour une surface irriguée de 23 ha, est indiquée au tableau suivant:

Tableau III-38 : répartition des besoins en eau mensuelles

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Année
Bi%	6.10	1.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.89	13.10	21.07	29.73	23.72	100
Bi (m3)	0.012	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.010	0.026	0.042	0.059	0.047	0.200

Source : D.R.E TIARET

III.7.2. Caractéristiques géométriques de la retenue :

Les caractéristiques du réservoir, notamment la superficie et le volume, ont été évaluées pour différentes altitudes. Les résultats correspondants sont présentés dans le tableau ci-après.

Tableau III-39: Les caractéristiques (superficie, Volume) du réservoir

Cote (m)	ΔH (m)	h (m)	Superficie partiel (km2)	Δv (hm3)	Vcum(hm3)
496.59	0	0	0	0	0
497	0.41	0.41	0.000	0.000	0.000
498	1	1.41	0.001	0.000	0.000
499	1	2.41	0.002	0.001	0.002
500	1	3.41	0.003	0.002	0.004
501	1	4.41	0.006	0.005	0.009
502	1	5.41	0.011	0.009	0.017
503	1	6.41	0.016	0.013	0.031
504	1	7.41	0.020	0.018	0.048
505	1	8.41	0.026	0.023	0.071
506	1	9.41	0.032	0.029	0.100
507	1	10.41	0.039	0.035	0.135
508	1	11.41	0.046	0.042	0.178
509	1	12.41	0.054	0.050	0.228
510	1	13.41	0.061	0.058	0.285

Avec ;

$$\Delta vi = \frac{S_{i-1}+S_i}{2} \times \Delta H \qquad \text{III-61}$$

ΔVi : volume partielle compris entre deux courbes de niveaux successive (hm3).

Si-1,Si : surface compris entre deux courbes de niveaux successive (km2).

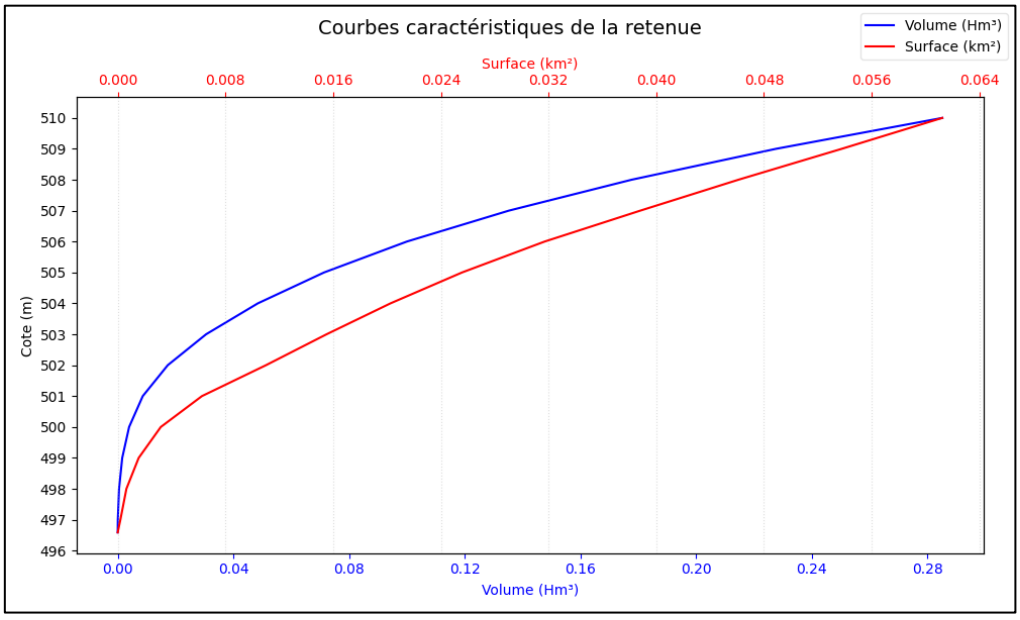


Figure III-18: Courbe Hauteur surface Capacité

III.7.3. Calcul du volume utile :

Le volume utile désigne la quantité d'eau mobilisable dans la retenue, correspondant à la réserve normale (NNR). Il est déterminé en appliquant la méthode du bilan hydrique, qui consiste à représenter sur un même graphique l'évolution mensuelle des apports (écoulements) et des besoins en eau (consommation), afin de déterminer la capacité nécessaire pour satisfaire la demande tout au long de l'année.(26)

III.7.3.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

Pour évaluer le volume utile de la retenue, il est nécessaire de disposer des données suivantes : **l'apport annuel garanti à 80 % (A80 %)**, la **consommation totale annuelle**, ainsi que le **volume mort** de la retenue.

Le calcul de la régularisation repose sur la **méthode du bilan hydrique**, qui comprend les étapes suivantes :

- Identification de la période à bonne hydraulicité ;
- Détermination des phases excédentaires et déficitaires au cours du cycle hydrologique ;
- Évaluation des volumes excédentaires (Vs) et déficitaires (Vd) ;
- Définition du mode de gestion de la retenue et calcul du volume utile requis.
- Dans le cas étudié, la période de bonne hydraulicité s'étend de septembre à mai.

Les résultats détaillés du calcul de régularisation saisonnière figurent dans le tableau III-40.

Tableau III-40: Calcul de la régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

				Première consigne			Deuxième consigne		
Mois	W(hm3)	U(hm3)	W-U	Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
					0.060				
Sep.	0.0248	0.0122	0.013	0.073	0.073		0.048	0.060	0.013
oct.	0.0365	0.0028	0.034	0.106	0.106		0.027	0.060	0.034
Nov.	0.0598	0.0000	0.060	0.166	0.166		0.000	0.060	0.060
Dec.	0.0512	0.0000	0.051	0.217	0.186	0.031	0.009	0.060	0.051
Jan.	0.0673	0.0000	0.067	0.254	0.186	0.067	-0.007	0.060	0.067
Feb.	0.0608	0.0000	0.061	0.247	0.186	0.061	0.007	0.060	0.053
Mar.	0.0576	0.0000	0.058	0.244	0.186	0.058	0.068		
Apr.	0.0577	0.0098	0.048	0.234	0.186	0.048	0.125		
May.	0.0392	0.0262	0.013	0.199	0.186	0.013	0.173		
Jun.	0.0137	0.0421	-0.028	0.158	0.158		0.186		
Jul.	0.0032	0.0595	-0.056	0.102	0.102		0.158		
Aug.	0.0060	0.0474	-0.041	0.060	0.060		0.102		
						0.278			0.278

D'après le tableau III-40 :

Vs = 0.404 hm^3	La retenue fonctionne à un temps
Vd = 0.126hm^3	Vu = Vd = 0.126 hm^3
Vs > Vd	Le volume normal de la retenue sera : VNNR = Vu + Vm = 0.186 hm^3
S = 0.278 hm^3	S : Volume excédentaire à évacuer
Vm = 0.060 hm^3	

III.7.3.2 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Il y'a deux type de perte dans la retenue

a- Perte par infiltration :

$$V_{inf} = \frac{V_{moy} \times \delta}{100} \quad \text{III-62}$$

Avec ;

Vinf : volume d'infiltration en (hm^3).

δ : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques du bassin. Dans notre cas, le sol a une faible perméabilité : $\delta = 0.75$

Vmoy : Volume moyenne (hm3) (Vrfi+Vri+1) /2

Vrfi, Vri+1 : les volumes de la retenue de deux mois consécutifs

b- Perte par évaporation :

$$V_{ep} = Es \times Smoy \quad \text{III-63}$$

Avec ;

Vep : volume évaporé (hm^3)

Es : Evaporation mensuelles (mm).

Smoy : Surface du plan d'eau correspondant au volume moyen (km^2).

Les calculs des pertes sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III-41: perte par évaporation et infiltration

Mois	Vm (hm3)	Smoy (km2)	Es (mm)	V évaporé (hm3)	V filtré (hm3)	Eva+Inf
Sep.	0.06651	0.0244	188	0.0046	0.0002	0.0048
oct .	0.08963	0.0295	253	0.0075	0.0002	0.0077
Nov.	0.13637	0.0390	332	0.0130	0.0003	0.0132
Dec.	0.17629	0.0459	321	0.0147	0.0003	0.0151
Jan.	0.18633	0.0474	206	0.0098	0.0004	0.0101
Feb.	0.18633	0.0474	125	0.0059	0.0004	0.0063
Mar.	0.18633	0.0474	88	0.0042	0.0004	0.0045
Apr.	0.18633	0.0474	64	0.0030	0.0004	0.0034
May.	0.18633	0.0474	52	0.0025	0.0004	0.0028
Jun.	0.17209	0.0451	48	0.0022	0.0003	0.0025
Jul.	0.12975	0.0377	92	0.0035	0.0003	0.0038
Aug.	0.08094	0.0276	118	0.0033	0.0002	0.0035

Tableau III-42: Calcul de la régularisation saisonnière en tenir compte des pertes

Mois	W(hm3)	U(hm3)	P	W-U	Premiere consigne			Deuxieme consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
						0.060				
sep	0.0248	0.0122	0.0048	0.0078	0.0680	0.0680		0.0525	0.0602	0.0078
oct	0.0365	0.0028	0.0077	0.0260	0.0940	0.0940		0.0342	0.0602	0.0260
nov	0.0598	0.0000	0.0132	0.0465	0.1406	0.1406		0.0137	0.0602	0.0465
dec	0.0512	0.0000	0.0151	0.0362	0.1767	0.1767		0.0241	0.0602	0.0362
jan	0.0673	0.0000	0.0101	0.0572	0.2339	0.1961	0.0379	0.0030	0.0602	0.0572
feb	0.0608	0.0000	0.0063	0.0546	0.2506	0.1961	0.0546	0.0337	0.0602	0.0266
mar	0.0576	0.0000	0.0045	0.0531	0.2492	0.1961	0.0531	0.0882		
apr	0.0577	0.0098	0.0034	0.0446	0.2406	0.1961	0.0446	0.1413		
may	0.0392	0.0262	0.0028	0.0102	0.2062	0.1961	0.0102	0.1859		
jun	0.0137	0.0421	0.0025	-0.0310	0.1651	0.1651		0.1961		
jul	0.0032	0.0595	0.0038	-0.0600	0.1051	0.1051		0.1651		
aug	0.0060	0.0474	0.0035	-0.0449	0.0602	0.0602		0.1051		
							0.2003	0.0602		0.2003

D’après le tableau III-42 :

$Vs = 0.336\ hm^3$	La retenue fonctionne à un temps
$Vd = 0.136\ hm^3$	$Vu = Vd = 0.136\ hm^3$
$Vs > Vd$	Le volume normal de la retenue sera : $VNNR = Vu + Vm = 0.196\ hm^3$
$S = 0.200\ hm^3$	S : Volume excédentaire à évacuer
$Vm = 0.060\ hm^3$	

Après le calcul du Vu et Vu' on doit vérifier la différence entre eux qui s'appelle l'erreur relative E

$$E = \frac{Vu' - Vu}{Vu} \times 100 \qquad \text{III-64}$$

Avec ;

E ≤ 1% à 2%

Vu' : Volume utile en tenir compte les pertes

Vu : Volume utile sans tenir compte les pertes

E = 7.71 %

Donc, il est nécessaire de faire des approximations successives du volume moyen jusqu'à ce que l'erreur soit réduite, ont replaçant, le Vri de la première approximation pour calculer le volume moyen.

Calcul du volume utile et du volume de remplissage final – Deuxième approximation

Dans cette seconde approximation, le volume régularisable initial (Vri) obtenu lors de la première estimation est réutilisé afin de recalculer le volume moyen, permettant ainsi d'affiner l'évaluation du volume utile et du volume de remplissage final de la retenue.

Tableau III-43: les pertes d'évaporation et infiltration pour la deuxième approximation

Mois	Vm (hm3)	Smoy (km2)	Es (mm)	V evaporé (hm3)	V filtré (hm3)	Eva+Inf
Sep,	0.0641	0.024	188	0.0044	0.0005	0.0049
oct ,	0.0810	0.026	253	0.0065	0.0006	0.0071
Nov,	0.1173	0.030	332	0.0100	0.0009	0.0109
Dec,	0.1586	0.035	321	0.0111	0.0012	0.0123
Jan,	0.1864	0.041	206	0.0084	0.0014	0.0098
Feb,	0.1961	0.048	125	0.0059	0.0015	0.0074
Mar,	0.1961	0.050	88	0.0044	0.0015	0.0059
Apr,	0.1961	0.050	64	0.0032	0.0015	0.0047
May,	0.1961	0.050	52	0.0026	0.0015	0.0041
Jun,	0.1806	0.048	48	0.0023	0.0014	0.0036
Jul,	0.1351	0.040	92	0.0036	0.0010	0.0046
Aug,	0.0827	0.028	118	0.0033	0.0006	0.0040

Tableau III-44: volume de remplissage final pour la deuxième approximation

Mois	W(hm3)	U(hm3)	P	W-U	Premiere consigne			Deuxieme consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
						0.060				
Sep.	0.025	0.012	0.0049	0.0077	0.068	0.068		0.053	0.060	0.008
oct .	0.036	0.003	0.0071	0.0266	0.094	0.094		0.034	0.060	0.027
Nov.	0.060	0	0.0109	0.0489	0.143	0.143		0.011	0.060	0.049
Dec.	0.051	0	0.0123	0.0389	0.182	0.182		0.021	0.060	0.039
Jan.	0.067	0	0.0098	0.0575	0.240	0.199	0.041	0.003	0.060	0.058
Feb.	0.061	0	0.0074	0.0534	0.252	0.199	0.053	0.041	0.060	0.019
Mar.	0.058	0	0.0059	0.0518	0.250	0.199	0.052	0.095		
Apr.	0.058	0.010	0.0047	0.0433	0.242	0.199	0.043	0.146		
May.	0.039	0.026	0.0041	0.0089	0.207	0.199	0.009	0.190		
Jun.	0.014	0.042	0.0036	-0.0321	0.166	0.166		0.199		
Jul.	0.003	0.059	0.0046	-0.0609	0.106	0.106		0.166		
Aug.	0.006	0.047	0.0040	-0.0454	0.060	0.060		0.106		
							0.199	0.060		0.199

D’après le tableau III-44 :

Vs = 0.337 hm^3	La retenue fonctionne à un temps
Vd = 0.138 hm^3	Vu = Vd = 0.138 hm^3
Vs > Vd	Le volume normal de la retenue sera : VNNR = Vu + Vm = 0.199 hm^3
S = 0.199 hm^3	S : Volume excédentaire à évacuer
Vm = 0.060 hm^3	

Estimation de l’erreur :

$$E = \frac{Vu'' - Vu'}{Vu'} \times 100 \qquad \text{III-65}$$

Vu’ : Volume utile pour la première approximation

Vu’’ : Volume utile pour la deuxième approximation

E = 1.85% < 2% donc la condition est vérifiée.

Tableau III-45: Résultat final de régularisation

Paramètre	Valeur
Volume totale VNNR	0.199 hm^3
Volume mort	0.0602 hm^3
Volume utile	0.138 hm^3
Cote NNR	508.417 m
Cote NVM	504.514 m

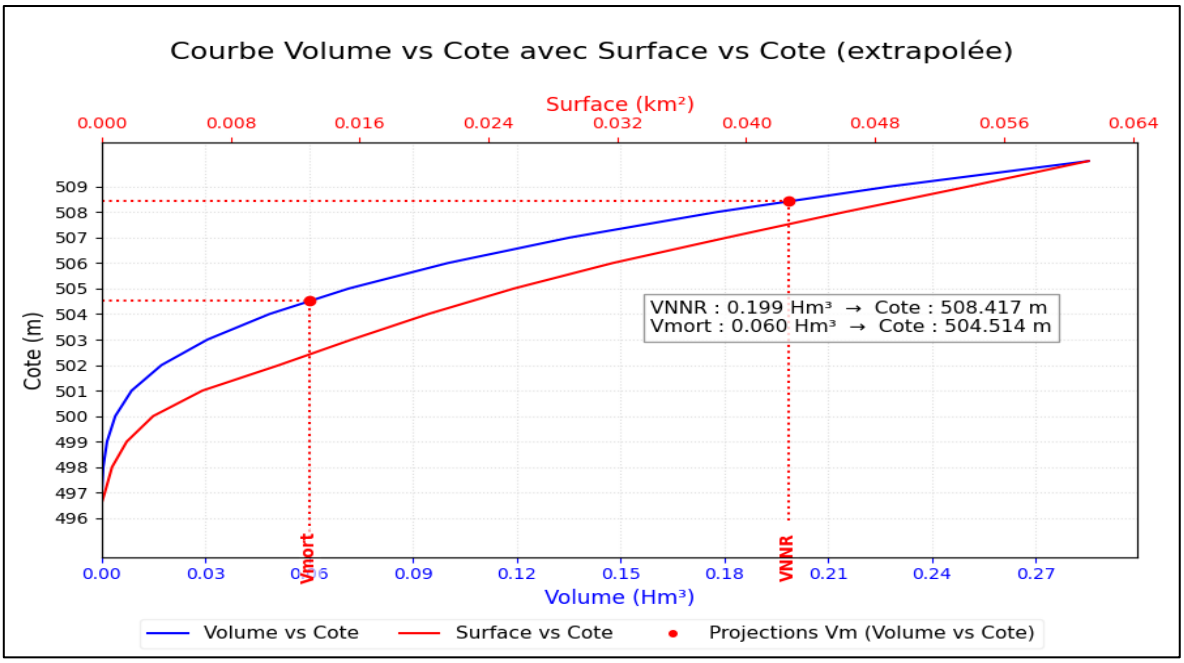


Figure III-19 : Projection de VNNR et Vmort sur la courbe Volume - Cote.

III.8. Laminage de crue :

L'analyse du laminage de crue vise à réduire le débit de pointe à l'exutoire tout en maintenant la sécurité globale de l'ouvrage. Ce procédé permet d'optimiser le dimensionnement des ouvrages d'évacuation, en tirant parti de la capacité de stockage temporaire de la retenue durant l'événement de crue. Le débit sortant est ainsi régulé de manière progressive, en fonction des volumes entrants.

La relation fondamentale utilisée pour ce calcul peut s'écrire comme suit :

Volume stocké = volume entrant - volume sortant

$$Qdt = q.\,dt + S.\,dh \qquad \text{III-66}$$

Avec ;

Q: Le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumule à l'instant t est :

$$Q - q = \frac{dh}{dt} S \qquad \text{III-67}$$

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées pour obtenir l'hydrogramme de crue laminée, c'est-à-dire l'évolution du débit à la sortie de la retenue après l'atténuation de la crue. Parmi les approches les plus courantes, on peut citer:

- La méthode de Muskingum
- La méthode de coefficient X0
- La méthode de Step by Step
- Méthode de Kotcherine

III.8.1. La méthode de Muskingum :

Cette méthode est basée sur l'équation de saint-venant et de la conservation de masse, ces équations traduisent la conservation de la masse et de la quantité de mouvement le long d'un tronçon orienté.

Après intégration sur un intervalle de temps Δt (t1, t2) l'équation devient :

$$S2 - S1 = \frac{I1+I2}{2} - \frac{O1+O2}{2} \qquad \text{III-68}$$

En regroupes les termes nous trouvons l'équation comme suit :

$$2 \times \frac{S2}{\Delta t} + O2 = I1 + I2 + 2\frac{S1}{\Delta t} + O1 - 2O1 \qquad \text{III-69}$$

Tel que:

S1, S2:la variation du volume pendant la crue

O1, O2 : Output désigne le débit de sortis (les paramètres ont déterminé)

I1, I2 : Input désigne le débit d'entré (hydrogramme de crue)

Donc La résolution de cette équation revient à trouver $O1$ et $O2$, sachant que $I1$et $I2$ sont connus.

Les étapes de calculs

On divise en deux étapes principales

1) Tracé la courbe caractéristique :
   - $F(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O$
   - On fixe la valeur de la largeur b et on détermine l'intervalle de H (la valeur de H varie entre [Hmin, Hmax]).
   - D'après la courbe surface hauteur on détermine la surface (A) correspondant à chaque hauteur.
   - Calcul du volume stocké (S = A ×H).
   - Calcul du débit sortant (O)
   - Calcul de l'équation $\frac{2S}{\Delta t} + O$

2) Calcul et tracer l'hydrogramme de sortie

   - Calcul la somme $I1 + I2$
   - calcul $\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2$ d'après l'équation :

$$I1 + I2 + 2 \times \frac{2S_1}{\Delta t} + O_{1+}2O_1$$

Détermination de débit sortant d'après la courbe caractéristique.

III.8.1.1 Laminage de la crue pour largeur B = 8 m

Le débit de sortie est calculé par la formule suivante :

$$Q = mb\sqrt{2g}\,\mathrm{H}^{\frac{3}{2}} \qquad \text{III-70}$$

Tel que ;

m : coefficient de débits 0.49

b :largeur du déversoir H : la hauteur déverse

Q = 17,36.H^3/2 Initialement le débit de sortie

Qs = 0 m3/s donc Hmin = 0 m Le débit d'entrée

Qe = 152.27 m3/s donc Hmax = 4.253 m

La surface est calculée d'après la courbe surface hauteur qui modélisé par une équation linéaire avec un coefficient de corrélation R = 0.9999

$$A(km^2) = y = 0.0076H - 3.8006 \qquad \text{III-71}$$

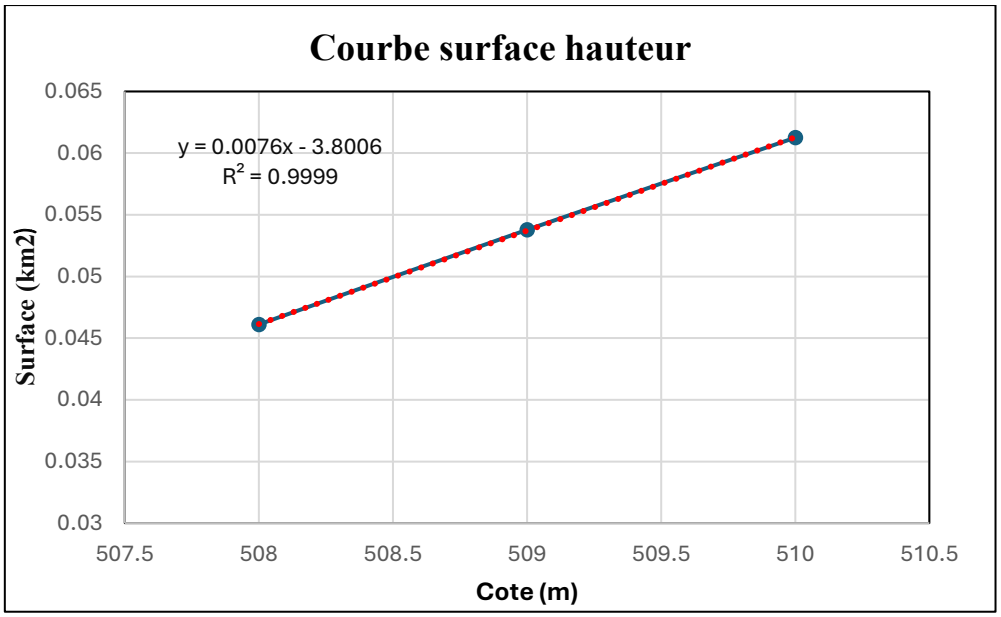


Figure III-20 : courbe surface hauteur entre 508 m et 510 m

Les résultats de calcul de la courbe caractéristique pour b = 8m sont présenté dans tableau suivant :

Tableau III-46: Calcul de la courbe caractéristique de la retenue

H (m)	Cote (m)	A(km^2)	Q (m3/s)	S (m3)	2S/dt+Q
0	508.4	0.063	0.000	0.000	0.000
0.4	508.8	0.066	3.663	23411.554	29.676
0.7	509.1	0.069	10.361	48732.054	64.508
1.1	509.5	0.071	19.034	75961.501	103.436
1.4	509.8	0.074	29.305	105099.894	146.082
1.8	510.2	0.077	40.955	136147.234	192.229
2.1	510.5	0.080	53.836	169103.520	241.729
2.5	510.9	0.082	67.841	203968.753	294.473
2.8	511.3	0.085	82.886	240742.932	350.379
3.2	511.6	0.088	98.904	279426.057	409.377
3.5	512.0	0.090	115.837	320018.129	471.413
3.9	512.3	0.093	133.640	362519.147	536.439
4.253	512.7	0.096	152.272	406929.112	604.415

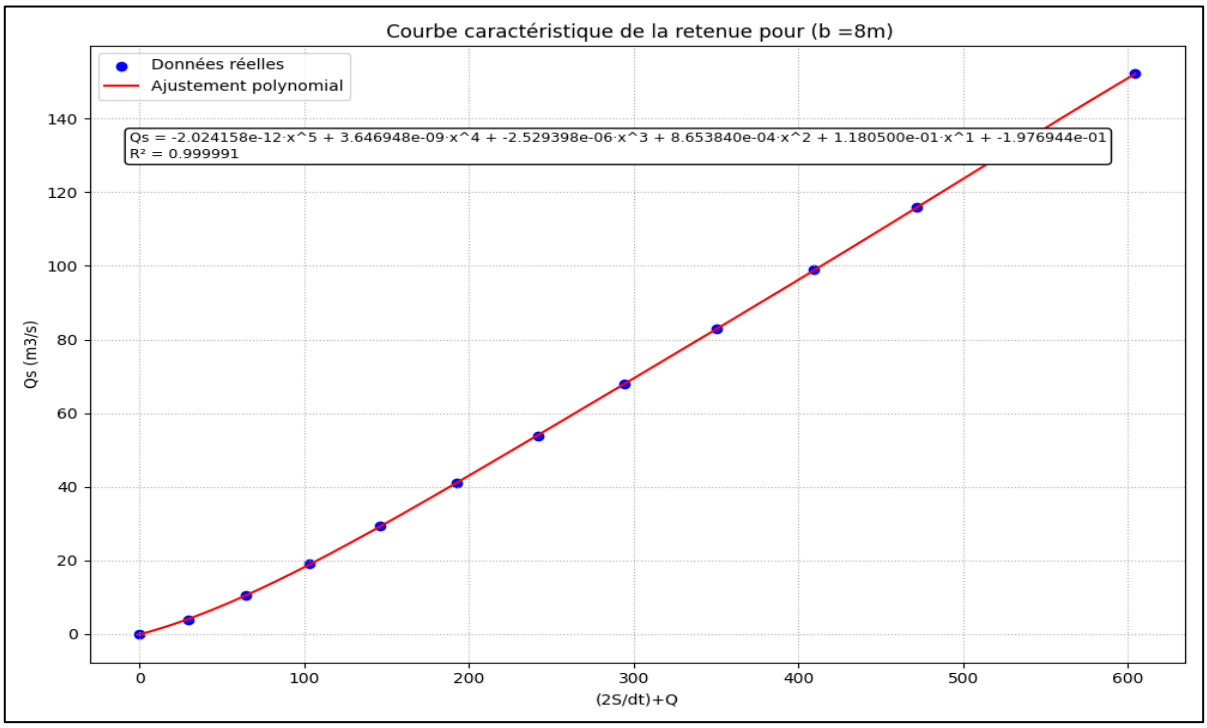


Figure III-21: courbe caractéristique de la retenue pour (b = 8m).

D'après la courbe caractéristique et l'équation :

$$\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2 = I1 + I2 + 2 \times \frac{2S_1}{\Delta t} + O_{1+}2O_1$$

On détermine l'hydrogramme laminée :

Tableau III-47: hydrogramme laminée pour une largeur b=8 m

temps	I1	I1+I2	2S/dt+Q	(2S/dt+Q)-2Q	Qs
0	0	4.08	0	0	0
0.5	4.08	20.39	4.08	3.48	0.29804037
1	16.32	53.03	23.88	17.71	3.08108979
1.5	36.71	101.97	70.74	47.39	11.6759905
2	65.26	167.23	149.36	89.41	29.9759488
2.5	101.97	248.81	256.64	140.82	57.9082493
3	146.84	299.11	389.63	202.77	93.4334726
3.055	152.27	176.48	501.88	253.48	124.198343
3.5	24.21	40.66	429.96	221.20	104.382929
4	16.45	27.01	261.85	143.27	59.2912957
4.5	10.56	16.83	170.28	99.71	35.2835483
5	6.27	9.61	116.54	72.66	21.9386945
5.5	3.34	4.84	82.27	54.03	14.12276
6	1.50	2.00	58.86	40.31	9.27627414
6.5	0.50	0.59	42.32	29.98	6.16701397
7	0.09	0.09	30.57	22.27	4.15123109
7.5	0.00	0.00	22.36	16.67	2.84723733
7.6375	0	0	16.67	12.67	1.99876432

Le calcul de l'hydrogramme laminé pour les déférentes largeurs b est donné dans l'annexe A

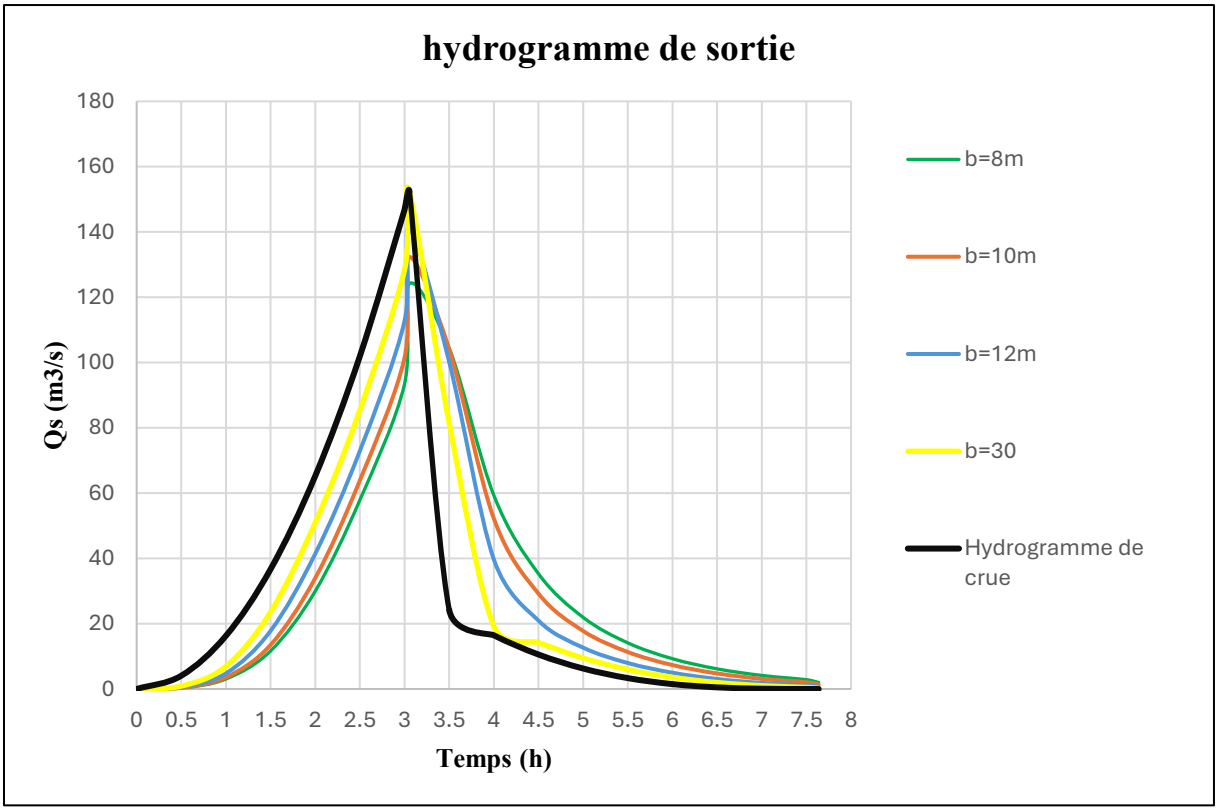


Figure III-22 : hydrogramme de sortie .

Tableau III-48 : Récapitulatif des résultats obtenus par la méthode de Muskingum

Bd (m)	Hd (m)	NPHE (m)	Qlaminé (m3/s)	Vforcé (hm3)	Fa (%)
8	4.3	512.7	124.20	0.407	81.56
10	3.7	512.1	132.31	0.334	86.89
12	3.2	511.7	141.20	0.286	92.73
16	2.7	511.1	146.86	0.224	96.44
20	2.3	510.7	149.95	0.187	98.47
22	2	510.6	150.98	0.173	99.15
30	1.8	510.2	152.04	0.135	99.84

III.9. Choix de la largeur optimale :

Cette étude technico-économique a pour objectif de déterminer la largeur optimale du déversoir dans le cadre d'une analyse de huit largeurs différentes permettant d'établir la courbe d'optimisation qui doit fournir le point optimal à même de permettre de déterminer la longueur définitive du déversoir.

Cette étude reposera sur le développement des étapes suivantes :

- Détermination du niveau de crête de la digue, en intégrant la revanche hydraulique, puis calcul du volume de remblais pour chaque variante ;
- Estimation du volume de béton requis pour les dispositifs d'évacuation de crue, en fonction de chaque largeur envisagée ;
- Évaluation des coûts, en multipliant les volumes de remblais et de béton par leurs prix unitaires respectifs, afin de construire la courbe d'optimisation et identifier la solution la plus économique.

III.9.1. Volume et cout de remblai :

III.9.1.1 Revanche (hauteur de montée de la vague) :

Lorsque l'on envisage la conception d'une digue en remblai, la réalisation d'une revanche est un élément indispensable. Cette protection doit bien s'articuler autour de l'intensité de l'effet des vagues, servant à protéger la digue contre la submersion, sous réserves bien sûr qu'il en soit fait bon usage sur un plan économique.(28)

Les formules les plus utilisé sont :

a- Formule de STEVENSON :

F = 0.546 km < 18 km

$$R_v = 0.75.Hv + \frac{Vv^2}{2g} \quad \text{III-72}$$

$$H_v = 0.75 + 0.34F^{0.5} - 0.26F^{1/4} \quad \text{III-73}$$

$$V_v = 1.5 + 2Hv \quad \text{III-74}$$

Avec ;

Rv : hauteur de montée de la vague (m).

F : longueur maximale de la surface d'eau du lac en suivant la direction du vent (km).

Hv : hauteur de la vague (m).

Vv : vitesse de propagation de la vague (m /s).

b- Formule de Mallet et Pacquant :

$$R_v = 0.75.Hv + \frac{Vv^2}{2g} \quad \text{III-75}$$

$$H_v = 0.5 + \frac{1}{3}F^{0.5} \quad \text{III-76}$$

c- Formule simplifiée :

$$R = 1 + 0.3.\sqrt{F} \quad \text{III-77}$$

Les résultats de calcul de la Revanche sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III-49 : calcul de la revanche

Formule	Hv (m)	Vv (m/s)	Revanche (m)
Stevenson	0.78	3.06	1.062
Mallet et Pacquant	0.75	3	1.021
Simplifié	/	/	1.2

On prend la valeur de R= 1.1m car elle est plus proche de moyenne

Pour la détermination de la hauteur de la digue, on peut utiliser la relation suivante :

$$Hb = NNR - Cf + a + R + Hd \quad \text{III-78}$$

Avec ;

- Hd : hauteur déverser NNR niveaux normale de la retenue (508.417 m).
- Cf : cote inferieure (496.59 m).
- a : coefficient de sécurité (m), a = 0.5 m
- R : la revanche (1m)

Tableau III-50 : résultat de calcul de la hauteur Hb

b (m)	Hd (m)	Revanche (m)	Hb (m)
8	4.25	1.1	17.68
10	3.66	1.1	17.09
12	3.25	1.1	16.67
16	2.68	1.1	16.11
20	2.31	1.1	15.74
22	2.17	1.1	15.59
30	1.76	1.1	15.19

III.9.1.2 Calcul de la largeur en crête :

a- Formule de T.T. Knapen :

$$bcr = 1.65.Hb^{1/2} \quad \text{III-79}$$

b- Formule de E-F-Preece :

$$bcr = 1.1.Hb^{1/2} + 1 \quad \text{III-80}$$

c- Formule pratique :

$$bcr = \frac{5}{3}.Hb^{1/2} \quad \text{III-81}$$

d- Formule Simplifié :

$$bcr = 3.6.Hb^{1/3} - 3 \quad \text{III-82}$$

Tableau III-51 : résultat de calcul de la largeur en crête du barrage

Formule/Hb	17.68	17.09	16.67	16.11	15.74	15.59	15.19
Knapen	6.94	6.82	6.74	6.62	6.55	6.52	6.43
Preece	5.63	5.55	5.49	5.41	5.36	5.34	5.29
Pratique	7.01	6.89	6.81	6.69	6.61	6.58	6.50
Simplifié	6.38	6.27	6.20	6.09	6.02	5.99	5.92

La longueur en crête par rapport à l'axe défini de la digue est: L= 191.46 m

On opte pour une largeur en crête b = 5.5m Pour faciliter une bonne circulation sur la crête de la digue.

III.9.2. Coût de la digue pour chaque variante :

Pour déterminer le coût de la digue, nous calculons son volume pour les différentes lames déversantes en utilisant le profil longitudinal de l'axe du barrage et les formules suivantes :

$$V_t = \Sigma Sm \times Li = \Sigma \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times Li \quad \text{III-83}$$

Sachant que ;

$$S_i = Hi \times \frac{B_i \times Bc}{2} \quad \text{III-84}$$

$$B_i = Hi \times (m_{amont} + m_{aval}) + bc \quad \text{III-85}$$

Avec ;

Vt : volume totale du remblai (m^3).

Si : aire de la section transversale correspondante à la coupe i (m^2).

Hi : : Hauteur de la tranche au point i ,

Li : longueur entre deux coupes déterminer (m).

Bi :la largeur de base (m).

m_{amont} , m_{aval} : fruits des talus amont et aval (m =3 m ,2.5 m) respectivement.

Tableau III-52 : volume de la digue pour b =10 m

Coupe	Hi (m)	Bi (m)	Si (m2)	Sm(m2)	Li (m)	Vi (m3)	Vt (m3)
0	0	5.5	0	0	0	0	66780.3079
1--1	1.61	14.36	16.01	8.00	10.5	84.05	
2--2	6.14	39.28	137.51	76.76	16.59	1273.48	
3--3	9.35	56.93	291.94	214.73	30	6441.80	
4--4	10.83	65.07	382.23	337.08	20	6741.65	
5--5	12.13	72.22	471.47	426.85	10	4268.49	
6--6	13.78	81.30	598.13	534.80	40	21392.00	
7--7	17.09	99.50	897.36	747.74	18.81	14065.08	
8--8	10.61	63.86	368.04	632.70	11.19	7079.93	
9--9	5.89	37.90	127.87	247.95	20	4959.09	
10	0	5.5	0	63.93	21.29	1361.14	

Les résultats de calcul du volume de la digue pour les huit différentes largeurs sont présentés dans l'annexe A.

Tableau III-53 : volume et coût du remblai de la digue

Largeur bd (m)	8	10	12	16	20	22	30
Vlume de remblai (m3)	73632.31	67020.78	62514.26	56707.14	53082.15	51726.63	47993.13
Cout (DA.10^6)	58.906	53.617	50.011	45.366	42.466	41.381	38.395

Le prix du mètre cube de remblai est estimé à 800 DA

III.9.3. Volume et coût du béton de l'évacuateur de crue :

III.9.3.1 Canal d'approche :

Le canal d'approche est de forme rectangulaire donc le volume du béton sera calculé par la formule suivante :

$$V = Lc \times Hcanal \times e \qquad \text{III-86}$$

$$Hcanal = Hd + p + R \qquad \text{III-87}$$

Avec ;

Lc : Longueur du canal en (L_1 = 62.92 m en pavage de pierre et L_2 = 9.26 en béton armé).

Hcanal : hauteur du canal en (m)

p : hauteur de la pelle (P = 1m)

R : la revanche (R=1 m).

En fixant le mètre cube de béton à 45000 DA et de pavage en pierre à 20000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau III-54 : coût du canal d'approche

bd (m)	Hd (m)	Hca	Vpeirre (m3)	V béton (m3)	Cout total (DA)
8	4.25	6.353	119.912	17.648	3192380.874
10	3.66	5.765	108.816	16.015	2896982.265
12	3.25	5.345	100.899	14.849	2686201.021
16	2.68	4.779	90.208	13.276	2401581.399
20	2.31	4.409	83.218	12.247	2215491.937
22	2.17	4.267	80.535	11.852	2144067.224
30	1.76	3.862	72.896	10.728	1940695.235

III.9.3.2 Section de déversement :

Le déversoir frontal assure la régulation des débits à l'évacuation. Sa conception doit être rigoureuse pour garantir son efficacité. Le profil WES a été choisi pour le seuil, et sa section transversale est définie à partir de l'équation du profil, en fonction de la charge déversante :

$$X^{1.85} = 2Hd^{0.85}\,y \qquad \text{III-88}$$

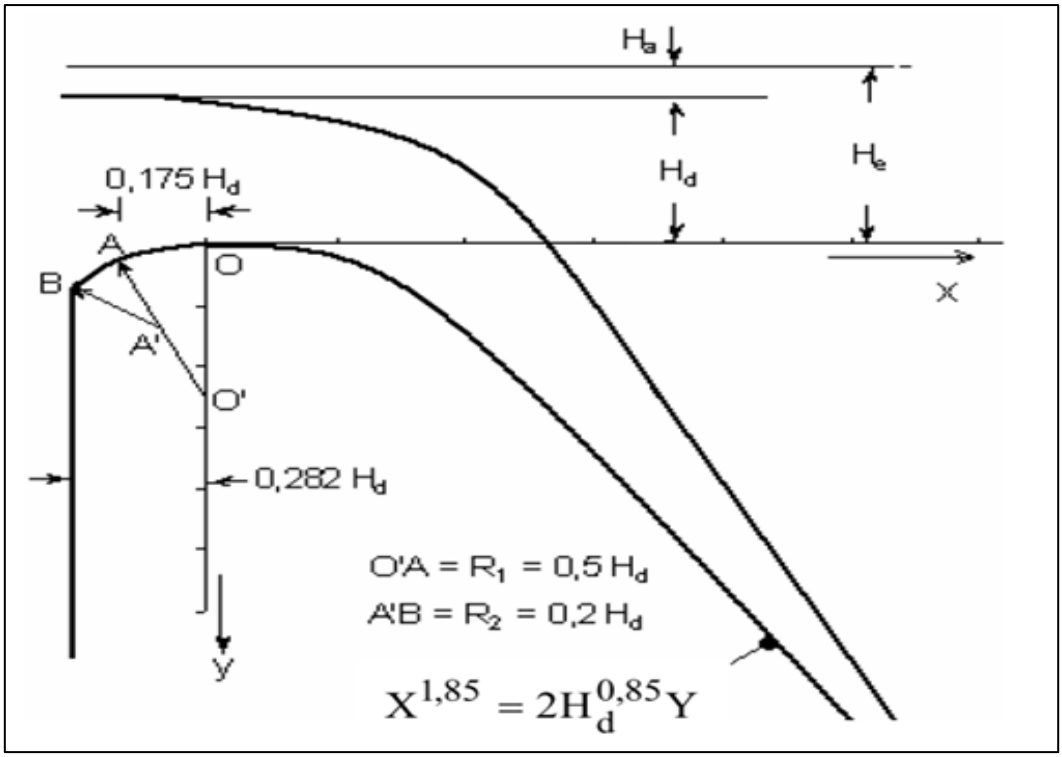


Figure III-23 : Schéma du profil WES a paroi amont verticale .

Ou :

- Hd : Charge sur le seuil (m).
- Y : Ordonnée du profil (m).
- X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$Vdév = S.L \quad \text{III-89}$$

Avec ;

S : Section transversale (m2).

L : Largeur déversante (m).

En prenant un coût unitaire du béton de 45 000 DA/m³, les coûts totaux du déversoir correspondant aux différentes largeurs considérées sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau III-55 : coût de déversoir

bd (m)	Hd (m)	S (m2)	V (m3)	Cout (DA)
8	4.25	22.85	182.78	8225100
10	3.66	16.94	169.44	7624935
12	3.25	13.36	160.33	7214724
16	2.68	9.09	145.36	6541272
20	2.31	6.75	134.99	6074730
22	2.17	5.96	131.04	5896737
30	1.76	3.92	117.55	5289570

III.9.3.3 Coursier :

On a retenu un coursier de section rectangulaire, d'une longueur approximative de 176,12 m, déterminée à partir du plan topographique.

Le volume du béton de coursier est calculé par :

$$V\ béton = Sbéton.Lcou \quad \text{III-90}$$

L'épaisseur du radier et celle des murs bajoyers ont été fixées respectivement à 0,70 m et 0,50 m.La largeur du coursier est déterminée à partir de la relation suivante:

$$bcoursier = (Qe,max)\text{^}0.4 \quad \text{III-91}$$

Tableau III-56 : coût de coursier

bd (m)	Hd (m)	Q (m3/s)	b coursier (m)	S coursier (m2)	V coursier (m3)	cout ($DA.10^6$)
8	4.25	124.20	6.88	6.94	1191.76	58.992
10	3.66	132.31	7.06	6.77	1162.50	57.544
12	3.25	141.20	7.24	6.69	1148.85	56.868
16	2.68	146.86	7.36	6.49	1114.02	55.144
20	2.31	149.95	7.42	6.35	1089.63	53.937
22	2.17	150.98	7.44	6.29	1079.87	53.454
30	1.76	152.04	7.46	6.10	1047.65	51.859

III.9.4. Coût total du barrage :

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

Tableau III-57 : Coût Totale du barrage

b (m)	Hd (m)	digue	Canal d'approche	coursier	déversoir	évacuateur	Cout total (10^6 DA)
8	4.25	58.74	3.19	53.63	8.23	65.05	123.79
10	3.66	53.42	2.90	52.31	7.62	62.83	116.26
12	3.25	49.79	2.69	51.70	7.21	61.60	111.39
16	2.68	45.10	2.40	50.13	6.54	59.07	104.17
20	2.31	42.15	2.22	49.03	6.07	57.32	99.48
22	2.17	41.05	2.14	48.59	5.90	56.64	97.68
30	1.76	37.97	1.94	47.14	5.29	54.37	92.35

D'après la courbe d'optimisation (Figure III-24) et selon le coût total optimal, nous constatons que la largeur optimale est bd = 30m correspondants à une lame déversant hd = 1.76 m

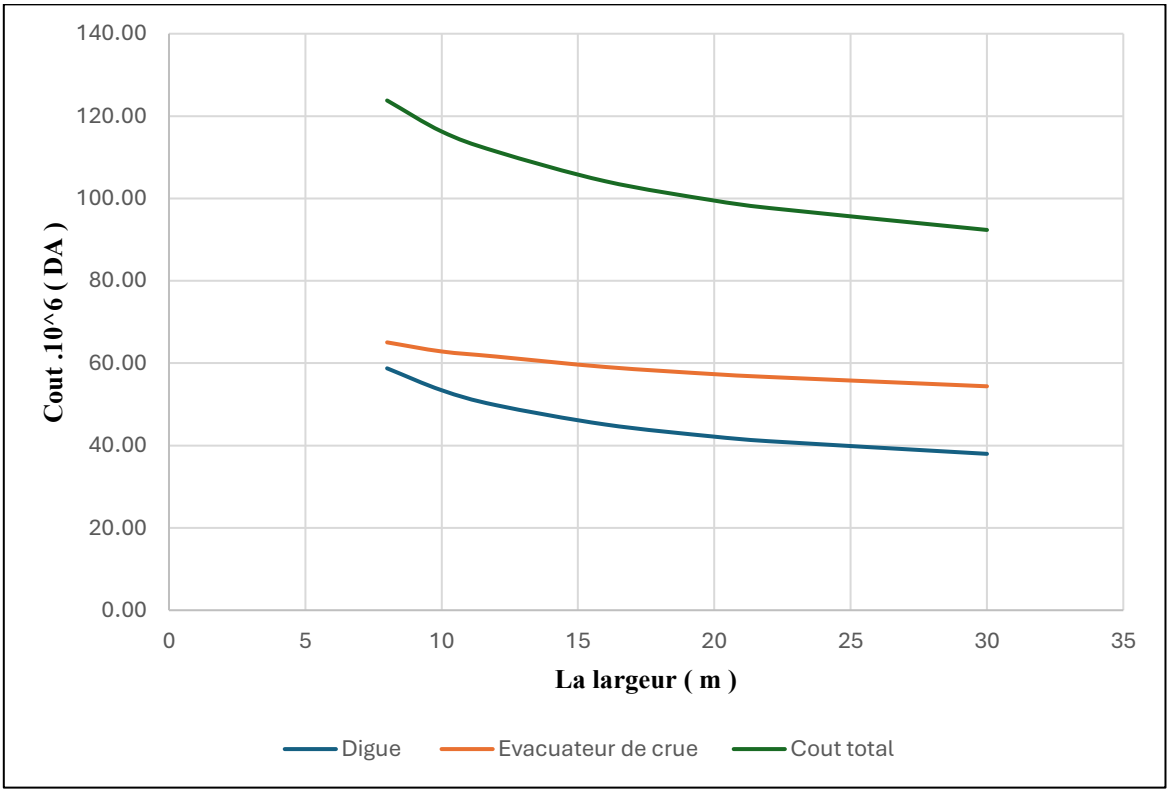


Figure III-24 : courbe d'optimisation

D'après l'étude d'optimisation on a trouvé les résultats suivants :

Largeur déversante	Lame déversante	Débit déversant	Hauteur du barrage	Côte en crête
30 m	1.76 m	152.04 m^3/s	15.2 m	511.8 m

III.10. Conclusion :

Ce chapitre a permis, d'une part, de définir avec précision les caractéristiques hydrologiques du bassin versant et, d'autre part, de déterminer les paramètres nécessaires à la caractérisation de la retenue collinaire. Ces éléments constituent une étape fondamentale dans l'étude du dimensionnement de la digue.

En fin de chapitre, une étude d'optimisation a été menée afin de déterminer la largeur optimale du déversoir, en recherchant un compromis entre la sécurité hydraulique de l'ouvrage et le coût de l'évacuateur de crue.

Le chapitre suivant portera sur le choix et la conception des variantes de la digue, une phase clé dans la démarche de développement global du projet.

Chapitre IV : Choix et conception de variante de la digue

IV.1. Introduction :

Ce chapitre a pour objectif de sélectionner la variante de digue la plus appropriée et d'arrêter un choix définitif en adéquation avec les exigences du projet. L'analyse s'appuiera sur des critères techniques de sélection, tels que les conditions géologiques, topographiques et géotechniques du site, ainsi que sur les résultats de l'étude hydrologique, tout en intégrant également des considérations économiques. Une fois la variante la plus pertinente identifiée, une conception détaillée sera élaborée afin de garantir la sécurité, la durabilité et l'efficacité de l'ouvrage.

IV.2. Aperçu générale :

Lors de l'examen de sites d'implantation d'un barrage, l'ingenieur doit aussi se préoccuper des types d'ouvrages conformes aux sites. On distingue principalement deux familles de barrages :

a- Les barrages en remblai (terre, enrochements, gabions) :

Souples et peu coûteux, ils sont bien adaptés à un terrain déformable et à priori, ce sont les ouvrages les plus satisfaisants dans le contexte africain.

b- Les barrages rigides (béton, maçonnerie) :

Peu déformables, ils s'appuient sur des fondations rocheuses stables et sont rentables uniquement si la vallée s'enferme dans une gorge étroite. Ceci regroupe les barrage-poids, barrages-voûtes et les barrages à contreforts. (29)

IV.3. Les barrages en remblais :

Barrage homogène : Lorsqu'on dispose sur place et en quantité suffisante de matériaux terreux, permettant d'obtenir avec compactage des conditions d'étanchéité et de stabilité satisfaisantes, le type de barrage le plus simple à réaliser est le barrage en terre homogène constitué par un massif en terre compactée. Ce massif est muni, pour les ouvrages de hauteur notable, d'un dispositif de drainage interne et du contact avec la fondation dans la partie aval. Il comporte aussi une protection du talus amont contre les vagues et les mouvements de la retenue. Le remblai est constitué de matériaux du type argile, argile sablonneuse, limons, sable limoneux, etc.(1)

Barrage en terre hétérogène ou zoné : la diversité des matériaux disponibles sur le site (ou leurs caractéristiques géotechniques) rend impossible la construction d'un barrage de manière homogène. On opte alors pour un profil zoné , chaque zone étant constituée d'un matériau différent selon le rôle qu'il doit jouer : terre imperméable (argile, limon ou moraine) pour la partie centrale ou noyau vertical ou incliné vers l'amont, terre semi-imperméable pour la zone amont et terre perméable pour la partie aval.(1)

Barrage en terre mixte (à masque et à diaphragme) : la mise en place d'un cœur imperméable se heurte parfois à des contraintes (absence de matériau approprié, difficulté à mettre en œuvre …). On peut alors mettre en place un masque amont imperméable situé sur une digue homogène ou une paroi d'étanchéité mise en œuvre à l'intérieur même de la digue.

Les types de masques étanches à disposition sont variés : béton de ciment ou bitumineux, chapes préfabriquées, membranes souples.(1)

Pour sélectionner la variante de digue la mieux adaptée à notre projet, nous devons évaluer plusieurs critères fondamentaux.

IV.4. Méthodologie et Critère de sélection :

Les principaux critères prennent on considération pour le choix du type de barrage sont les suivants :

IV.4.1. Données topographiques :

La morphologie d'une vallée peut être simplifiée à deux paramètres principaux : la longueur relative à la hauteur (L/H). Ce ratio permet de classer les vallées et d'orienter le type de barrage à adopter :

- Vallée très étroite : (L/H) < 3 → Barrage voûte
- Vallée étroite : 3 < (L/H) < 6 → Barrage poids
- Vallée large : (L/H) > 6 → Barrage en remblai

IV.4.2. Qualité et disponibilités des matériaux de construction :

La détermination du type de barrage dépend avant tout des matériaux disponibles sur le site ou à proximité, ainsi que de leurs caractéristiques physiques et de leur état.

IV.4.3. Condition Géologique et géotechnique (la fondation, cuvette) :

Les caractéristiques géologiques, telles que la nature du sous-sol et la stratification, orientent le choix du type de fondation le plus approprié pour le barrage. Les propriétés géotechniques des sols portance, perméabilité, cohésion et angle de frottement sont déterminantes pour assurer la stabilité et la sécurité de l'ouvrage. Il est également crucial de considérer la sismicité locale, car les sites en zones sismiques nécessitent des adaptations spécifiques face aux sollicitations dynamiques.

Dans notre cas, la vallée est large et les matériaux de construction disponibles sont en quantité suffisante et de qualité moyenne. Ainsi, l'option la plus pertinente est celle d'une digue en remblai. Deux variantes économiques sont à envisager :

- Une digue en terre homogène
- Une digue zonée, avec noyau étanche en argile

IV.5. Présentation de la digue :

Aux fins de calcul, certaines dimensions caractéristiques du barrage sont choisies conformément aux pratiques courantes de conception. Des hypothèses et des simplifications sont également introduites afin de permettre la réalisation des calculs.

D'après l'étude d'optimisation nous avons déterminer certaines grandeurs :

- Revanche R= 1.1m

- Hauteur du retenue Hr=15.2m
- Largeur en crête b= 5.5 m

Les exigences de pente des talus du barrage en terre sont conditionnées par les exigences de stabilité mécanique du massif et de ses fondations, en intégrant la nature des matériaux concernés par le remblai comme le montre le Tableau IV-1 .

Tableau IV-1: Valeurs des pentes amont et aval en fonction du matériau de la digue

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

En ce qui concerne le massif, on a pris les valeurs de parement amont m_{Amont} et le parement aval m_{Aval}, suivant la nature du remblai et la hauteur de la digue.

Tableau IV-2 : choix des pentes des talus selon le type de barrage

Type de barrage	Talus amont	Talus aval
Homogène	3	2.5
Zoné	3	3

Les talus du barrage doivent être convenablement protégés, tant contre l'érosion due au ruissellement des eaux pluviales, que contre le batillage des vagues (talus amont).

Talus aval :

- Il sera protégé contre l'érosion pluviale par une **couche de ballast (TVC)** d'une épaisseur de **20 cm**.

Talus amont :

- Pour faire face au batillage des vagues et à l'érosion superficielle, une protection en trois couches est prévue :

    1. Couche de transition filtrante en sable, de 20 cm d'épaisseur (e_1).
    2. Couche intermédiaire en gravier ou pierres caillouteuses, également de 20 cm (e_2).

3. Couche supérieure d'enrochement, constituée de blocs rocheux. L'épaisseur minimale de cette couche ainsi que les dimensions minimales des blocs sont déterminées selon des méthodes de calcul spécifiques (à préciser selon le contexte ou norme adoptée).

IV.5.1. Formule de CHANKIN :

$$e = 1.7.Hv.\frac{\gamma_w}{\gamma - \gamma_w}.\frac{\sqrt{m_1^2 + 1}}{m_1^2(2 + m_1^2)} \qquad \text{IV-1}$$

Avec ;

- hv : hauteur des vagues. (hv = 0.78)
- γ : Poids volumique du rip rap. (γ = 2.5 t/m^3)
- γ_w : Poids volumique de l'eau chargée (γ_w = 1,2 t/m^3)
- m_1: Fruit du parement amont. (m_1=3)

e = 30 cm

IV.5.2. Méthode de US Engineers

Les ingénieurs du Corps of Engineers des États-Unis s'appuient sur des abaques empiriques permettant de déterminer l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs, en fonction de la hauteur significative des vagues.

Hauteurs des vagues	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement	$D_{50\%}$ minimum (m)
0 ÷ 0,30 m	0,30	0,20
0,30 ÷ 0,60 m	0,40	0,25
0,60 ÷ 1,20 m	**0,45**	**0,30**
1,20 ÷ 1,80 m	0,55	0,40
1,80 ÷ 2,40 m	0,70	0,45
2,40 ÷ 3,00 m	0,80	0,55

En se référant aux données du tableau, pour une hauteur de vague comprise entre 0,6 m et 1,2 m (Hv = 0,78 m), une épaisseur de protection de 0,45 m a été retenue, correspondant à un diamètre moyen des blocs (D50) de 0,30 m.

Ainsi, en combinant les résultats obtenus à partir des deux méthodes d'estimation, la troisième couche du talus amont sera constituée d'un revêtement en Rip-Rap de blocs rocheux, avec une épaisseur finale de 45 cm et un D50 équivalent à 30 cm.

IV.6. Variante 01 : digue en terre homogène (argile) :

IV.6.1. Disposition des drains et filtres :

La pression d'eau présente au-dessus du remblai, au niveau du réservoir, amène une infiltration d'eau au travers du barrage et de ses fondations. Bien que des appareils d'étanchéité soient mis en œuvre, ce type d'infiltration peut menacer la stabilité de la structure.

On a donc recours à un drainage constitué d'un tapis filtrant sur la face aval et d'un prisme de drainage.

IV.6.1.1 Tapis drainant :

Le tapis drainant est un dispositif filtrant horizontal conçu pour abaisser la ligne de saturation à l'intérieur du remblai et intercepter les infiltrations issues d'une fondation perméable. Pour assurer son efficacité, une épaisseur minimale de 0,40 m est généralement recommandée. Sa structure peut comprendre une ou plusieurs couches filtrantes, selon la nature des matériaux utilisés. Ce drain est généralement implanté sur un quart à un tiers de la base du barrage, en fonction de l'étendue de l'ouvrage et des conditions géotechniques.

$$Ltd = (0.25 - 0.33).B \qquad \text{IV-2}$$

Avec ;

- Ltd : la longueur du drain tapis (m).
- B : Longueur de la base de la retenue (B = 89.05m).

On prend **Ltd = 22.3 m.**

IV.6.1.2 Prisme de drainage :

Pour des raisons de sécurité, il est d'usage de cumuler les deux variantes de prisme drainant et de tapis interne. D'où le prisme drainant prolongé en l'intérieur du massif par un drain tapis interne, facilitant au mieux l'évacuation de l'eau.

La forme se trouve être prismatique définie par les caractéristiques géométriques suivantes :

$$Hpr = 0.2.Hb = 3\boldsymbol{m} \qquad \text{IV-3}$$

Avec ;

- Hauteur de prisme Hpr = 3m
- Côte en crête 499.6 m NGA
- Largeur en crête bpr = 3m
- Talus amont m_p = 1 :1.5
- Talus aval m_p = 1 :2

IV.7. Variante 02 : Digue a zones (noyau en argile):

IV.7.1. Dimensionnement détailler du noyau :

Dans le cadre du dimensionnement détaillé du noyau d'étanchéité, plusieurs paramètres géométriques doivent être déterminés afin d'assurer son efficacité et sa stabilité. Les éléments à calculer sont les suivants :

- La hauteur du noyau ainsi que sa cote au sommet,
- La largeur minimale à la crête du noyau et sa largeur à la base,
- Les inclinaisons des talus, en amont et en aval du noyau,
- La clé d'étanchéité, qui permet de renforcer la liaison avec la fondation.

a- Hauteur du noyau :

$$Hn = Hr - (1 \div 1.5) \quad \text{IV-4}$$

avec

- Hr : hauteur totale de la retenue
- Hn : hauteur du noyau

Hn = 15.2-1 = 14.2 m

b- La largeur en crête $b_{c,n}$:

$$bc,n = (1/6) \times Hr \quad \text{IV-5}$$

bc,n = (1/6)×15.2 =2.53 ≈ 3m

c- La largeur en base Bbase :

Pour calculer la largeur en base on doit vérifier la condition suivante :

$$I_a \geq \frac{\Delta H}{Bmoy} \quad \text{IV-6}$$

Avec ;

- Ia: gradient hydraulique admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau (notre ouvrage appartient a classe III donc Ia = 1.8)
- ΔH : différence de la charge hydraulique ($\Delta H = H_{amont} - H_{aval}$)
- B_{moy} : la largeur moyenne en (m)

AN ;

$$Bmoy \geq \frac{13.2}{1.8} = 7.33m$$

$B_{base} = 2\ Bmoy - Bc,n = 11.7m$

La largeur de base elle peut être calculée par une deuxième méthode :

Bmax = (0.8 – 1.2) Hr

Bmin = C*Hn+6 avec 0.15 < c < 0.3

Bmin = 10.26m < Bmoy = 11.6m < Bmax = 12.92m.

d- Pente des talus (noyau) :

La pente des talus amont et aval est donnée par :

$$m = m4 = \frac{Bbase - bc,n}{2.Hn} = 0.31 \qquad \text{IV-7}$$

Avec ;

- m,m4 :pente du talus
- Bmoy - bc,n ; largeur en en base et en crête respectivement en (m).
- Hn : hauteur du noyau (m).

IV.7.2. Clé d'étanchéité :

Sa formulation est réalisée avec le même matériau imperméable que le noyau, et est prolongée pour assurer la continuité de l'étanchéité.

La clé d'étanchéité présente une profondeur de 2 m sur la largeur de l'oued. C'est une pièce trapézoïdale, dont la largeur de base mesure 4,0 m et dont le coefficient de pente est égal à 1,5.

IV.7.3. Drain horizontal (tapis drainant) :

D'après l'équation IV-2 on trouve ;

- Ltd = 22.3 m

IV.7.4. Prisme de drainage :

D'après l'équation IV-3 on trouve ;

- Hauteur de prisme Hpr = 3m
- Côte en crête 499.6 m NGA
- Largeur en crête bpr = 3m
- Talus amont m_p = 1 :1.5
- Talus aval m_p = 1 :2

IV.8. Calcul des volumes et cout des différente matériaux pour chaque variante :

IV.8.1. Digue Homogène :

a- Volume du corps de la retenue (recharge en argile) :

Tableau IV-3 : Volume total du corps de la retenue (recharge en argile)

Coupe	Hi (m)	Bi (m)	Si (m^2)	Sm(m^2)	Li (m)	Vi (m^3)	Vt (m^3)
0	0	5.5	0	0	0	0	47467.049
1--1	0.00	5.50	0	0	10.5	0	
2--2	4.24	28.81	72.73	36.36	16.59	603.256	
3--3	7.45	46.47	193.55	133.14	30	3994.180	
4--4	8.93	54.61	268.35	230.95	20	4619.041	
5--5	10.23	61.76	343.99	306.17	10	3061.700	
6--6	11.88	70.83	453.38	398.68	40	15947.350	
7--7	15.19	89.04	717.97	585.67	18.81	11016.499	
8--8	8.71	53.40	256.47	487.22	11.19	5451.973	
9--9	3.99	27.44	65.69	161.08	20	3221.635	
10	0	5.5	0	32.85	21.29	699.309	

b- Volume pour la protection des talus :

Tableau IV-4 : volume de protection talus amont (sable,Gravier;e = 20 cm)

Coupe	Si (m^2)	Sm(m^2)	Li (m)	Vi (m^3)	Vt (m^3)
0	0.00	0	0	0	929.66
1--1	0.00	0	10.5	0	
2--2	2.68	1.34	16.59	22.24	
3--3	4.71	3.70	30	110.88	
4--4	5.65	5.18	20	103.58	
5--5	6.47	6.06	10	60.58	
6--6	7.51	6.99	40	279.64	
7--7	9.61	8.56	18.81	161.01	
8--8	5.51	7.56	11.19	84.56	
9--9	2.52	4.02	20	80.31	
10	0.00	1.26	21.29	26.85	

Tableau IV-5 : volume de protection talus amont (enrochement, e = 45cm)

Coupe	Si (m^2)	Sm(m^2)	Li (m)	Vi (m^3)	Vt (m^3)
0	0.00	0	0	0	2091.72
1--1	0.00	0	10.5	0	
2--2	6.03	3.02	16.59	50.04	
3--3	10.60	8.32	30	249.48	
4--4	12.71	11.65	20	233.06	
5--5	14.56	13.63	10	136.31	
6--6	16.90	15.73	40	629.20	
7--7	21.61	19.26	18.81	362.26	
8--8	12.39	17.00	11.19	190.27	
9--9	5.68	9.03	20	180.69	
10	0.00	2.84	21.29	60.42	

Tableau IV-6 : volume de protection talus aval (TVC, e = 20cm)

Coupe	Si (m^2)	Sm(m^2)	Li (m)	Vi (m^3)	Vt (m^3)
0	0.00	0	0	0	791.57
1--1	0.00	0	10.5	0	
2--2	2.28	1.14	16.59	18.93	
3--3	4.01	3.15	30	94.41	
4--4	4.81	4.41	20	88.20	
5--5	5.51	5.16	10	51.58	
6--6	6.40	5.95	40	238.11	
7--7	8.18	7.29	18.81	137.09	
8--8	4.69	6.43	11.19	72.00	
9--9	2.15	3.42	20	68.38	
10	0.00	1.07	21.29	22.87	

IV.8.2. Digue a zones (noyau en argile):

a- Noyau :

Afin de prévenir le risque de migration des particules fines d'argile sous l'effet des pressions hydrauliques, le noyau est enveloppé de couches filtrantes. Ces filtres, positionnés de part et d'autre du noyau, jouent un rôle essentiel en retenant les éléments fins tout en permettant le passage de l'eau, assurant ainsi la stabilité interne de l'ouvrage .

$V_{Couche\ filtrant} = 1139.23 m^3$

Tableau IV-7 : volume d'argile du noyau

Coupe	Hi (m)	Bi (m)	Si (m^2)	Sm(m^2)	Li (m)	Vi (m^3)	Vt (m^3)
0	0	3	0	0	0	0	9136.08886
1--1	0.00	3.00	0	0	10.5	0	
2--2	3.25	4.95	16.98	8.49	16.59	140.859	
3--3	6.46	6.88	39.97	28.48	30	854.336	
4--4	7.94	7.76	52.66	46.32	20	926.326	
5--5	9.24	8.54	64.88	58.77	10	587.707	
6--6	10.89	9.53	81.86	73.37	40	2934.868	
7--7	14.20	11.52	120.84	101.35	18.81	1906.414	
8--8	7.72	7.63	50.69	85.77	11.19	959.719	
9--9	3.00	4.80	15.45	33.07	20	661.395	
10	0	3	0	7.72	21.29	164.465	

b- Recharge :

$V_{recharge} = V_{digue} - V_{noyau}$

$V_{recharge} = 51151.6325 – 9136.088 = 42015.545\ m^3$

Tableau IV-8 : calcul le volume total de la digue

Coupe	Hi (m)	Bi (m)	Si (m^2)	Sm(m^2)	Li (m)	Vi (m^3)	Vt (m3)
0	0	5.5	0	0	0	0	51151.6325
1--1	0.00	5.50	0	0	10.5	0	
2--2	4.24	30.93	77.22	38.61	16.59	640.517	
3--3	7.45	50.19	207.42	142.32	30	4269.629	
4--4	8.93	59.07	288.28	247.85	20	4957.065	
5--5	10.23	66.87	370.15	329.21	10	3292.142	
6--6	11.88	76.77	488.65	429.40	40	17176.033	
7--7	15.19	96.63	775.64	632.15	18.81	11890.713	
8--8	8.71	57.75	275.43	525.54	11.19	5880.753	
9--9	3.99	29.43	69.67	172.55	20	3451.023	
10	0	5.5	0	34.84	21.29	741.652	

N.B : Les volumes des protections du talus amont est identique à celui de la variante 1, car le fruit du talus est le même, soit m = 3.

c- Protection talus aval :

Tableau IV-9 : volume de protection talus aval (TVC, e = 20cm)

Coupe	Si (m2)	Sm(m2)	Li (m)	Vi (m3)	Vt (m3)
0	0.00	0	0	0	929.66
1--1	0.00	0	10.5	0	
2--2	2.68	1.34	16.59	22.24	
3--3	4.71	3.70	30	110.88	
4--4	5.65	5.18	20	103.58	
5--5	6.47	6.06	10	60.58	
6--6	7.51	6.99	40	279.64	
7--7	9.61	8.56	18.81	161.01	
8--8	5.51	7.56	11.19	84.56	
9--9	2.52	4.02	20	80.31	
10	0.00	1.26	21.29	26.85	

IV.9. Cout final pour chaque variante :

Tableau IV-10 : cout préliminaire pour chaque variante

variante	matériaux	Quantité m3	Prix (DA)	cout DA	cout total (DA)
Digue homogène	recharge (argile)	47467.05	800	37973639.2	53,699,979.2
	sable	929.66	1500	1394490	
	gravier	929.66	1500	1394490	
	enrochement (rip-rap)	2091.72	2000	4183440	
	TVC	791.57	8000	6332560	
	drain et filtre	1345.20	1800	2421360	
Digue zonnée	noyau (inclus clé étancheité)	15173.67	900	13656299.03	66,150,409.03
	Recharge	42015.55	800	33612436	
	sable	929.66	1500	1394490	
	gravier	929.66	1500	1394490	
	enrochement	2091.72	2000	4183440	
	TVC	929.66	8000	7437280	
	drain et filtre	2484.43	1800	4471974	

IV.10. Choix final de la variante :

Au terme d'une analyse technico-économique des deux solutions, fondée sur les critères de sélection définis préalablement, nous relevons que la digue homogène représente un atout économique majeur, son coût globalisant ainsi 54 000 000 DA, et donc moins coûteuse que l'autre solution.

Ce faible coût est à mettre principalement sur le compte de la proximité des matériaux locaux, en particulier l'argile qui pourra être extraite sur place. En effet, malgré un volume de matériaux un peu plus important, l'absence de recours à des matériaux importés ou spécialisés contribue à limiter significativement les coûts de transport et de traitement.

Ainsi, au terme de cette analyse, nous optons pour la solution de la digue homogène. Elle nous permet de valoriser au mieux les ressources locales, de simplifier la logistique du chantier, et d'assurer, en phase de construction, une mise en œuvre efficace. De plus, cette solution s'intègre aisément en phase de conception, contribuant ainsi à mieux maîtriser délais et coûts.

IV.11. Conception détaillée de la digue (digue homogène en argile) :

Dans le cadre de la présente partie, nous avons fait le choix d'engager une profonde description sur les différentes dimensions fondamentales de la digue, tant en ce qui concerne son corps, son infiltration et sa stabilité. Elle regroupe l'ensemble des éléments nécessaires à son fonctionnement.

Tableau IV-11 : détaille générale de la digue

Paramètre	Insigne	Valeur
Hauteur de la retenue	Hr	15.2 m
La Revanche	R	1.1 m
Largeur en crête	b_{cr}	5.5 m
Longueur en crête	Lc	198.38 m
Pente du talus	m_{amont} , m_{aval}	1 :3 / 1 :2.5

IV.11.1. Description de la digue et l'ensemble du système de drainage :

IV.11.1.1 Protection :

- **La crête :** La largeur de la crête d'un remblai est choisie en fonction de la grandeur du barrage, et plus généralement le remblai doit être conçu pour permettre le passage en toute sécurité des engins et équipements du chantier du barrage. Il est donc toujours recommandé d'adopter la largeur de crête le plus large possible. Pour lutter aiguiser l'érosion toutes les crêtes doivent être légèrement en pente afin d'évacuer les eaux de pluie du bassin vers la vallée en suivant la pente amont du remblai. On choisit une pente de 2 % et un revêtement en TVC d'épaisseur e = 30 cm.
- **Talus amont :** est principalement susceptible aux vagues générées par l'eau dans le réservoir, mais la pente amont peut être protégée par plusieurs moyens :
  - Enrochement
  - Dalle béton
  - Clôture acier
  - Revêtement bitumineux

  L'enrochement est sans doute le plus économique si des roches adéquates sont disponibles en grande quantité à proximité. Le principe consiste à déposer un mélange hétérogène de roches de formes irrégulières sur un lit de gravier et un filtre de sable ou géotextile, les plus petites roches comblent les vides laissés entre les plus grosses formant une structure imbriquée et stable.

  En revanche, la dimension de l'enrochement doit être très soigneusement déterminée pour obtenir une épaisseur voisine de 0,3 m et tenant à 1 m au-dessus du filtre pour parer aux risques d'érosion elle-même dus aux vagues. Le filtre empêche l'ensablement par un lessivage des grains fins du sol, entraînés à travers les vides laissés entre les pierres, à condition qu'on ait dimensionné la taille et le poids des pierres pour faire face aux vagues de loin les plus puissantes tout en restant intégralement dans l'outil de protection.
- **Talus aval :** Pour assurer la protection du talus aval, la solution la plus répandue et la moins coûteuse pour l'aval, consiste à appliquer un Tapis de Voile Consolidé (TVC) de 20 cm d'épaisseur. Pour anticiper les problèmes liés aux intempéries et au ruissellement. Les bermes doivent être également mises en place à une distance régulière (pour les barrages à partir de 15 m de hauteur) permettant de récupérer les eaux pluviales dans la pente avant qu'elles ne s'écoulent en toute sécurité limitant le risque d'érosion.

Tableau IV-12 : récapitulatif sur la protection des talus amont et aval

Epaisseur de protection	Enrochement (m)	Gravier (m)	Sable (m)	Tapis de Voile Consolidé (TVC) (m)
Talus amont	0.45	0.2	0.2	/
Talus aval	/	/	/	0.2

IV.11.1.2 Tassement :

Le comportement à long terme d'une retenue collinaire dépend en grande partie des caractéristiques géotechniques des matériaux de remblai et des sols de fondation. Le tassement global observé peut être attribué à plusieurs mécanismes :

- la déformation induite par le poids propre du remblai,
- la déformation due aux pressions exercées par l'eau stockée,
- et la déformation intrinsèque de la fondation, liée à la consolidation ou à la compressibilité du sol.

Dans le cas des ouvrages de faible hauteur, tels que les retenues collinaires, les valeurs de tassement admissibles sont généralement comprises entre 0,5 % et 1,5 % de la hauteur totale de la digue, selon les normes empiriques et les retours d'expérience.

$$T = 0.01.Hb = 15.2cm \qquad \text{IV-8}$$

On prend la valeur du tassement T = 15.5cm.

IV.11.2. Clé d'encrage (étanchéité) :

Dans la majorité des barrages en remblai, qu'ils soient homogènes ou zonés, une tranchée d'étanchéité (ou clé d'encrage) est implantée au niveau de la fondation afin de limiter les infiltrations et d'améliorer la stabilité globale de l'ouvrage.

Cette tranchée, généralement exécutée dans un matériau à faible perméabilité (argile ou marne), doit atteindre une profondeur suffisante pour traverser les couches perméables superficielles et s'ancrer dans le substratum imperméable.

Les critères de conception suivants sont généralement retenus :

- **Largeur minimale à la base** : 4 m, afin de permettre un compactage efficace par des engins mécaniques et limiter les risques de renard hydraulique.
- **Profondeur minimale d'ancrage** : 1 à 2 m dans une couche continue et imperméable présentant une perméabilité de l'ordre de **10^{-9} m/s**.
- Le fond de la tranchée doit être régulier, stable et exempt de matériaux organiques ou meubles.

Tableau IV-13 : dimensionnement de la clé d'encrage

Hauteur (m)	Talus	Largeur en base (m)
2	1 : 1.5	4

IV.11.3. L'ensemble du filtre et de drainage :

La fonction des drains filtrants consiste à réduire les surfaces phréatiques pour diriger l'infiltration vers l'intérieur du remblai et empêcher que l'eau ne s'infiltre au niveau du talus aval. Le filtre, dans un barrage homogène, est généralement constitué d'un tapis de sable et de gravier fin posé sur la zone de fondation aval et qui s'étend de la limite de la clé d'étanchéité jusqu'au pied aval, et qui sera relié aux drains du pied (prisme de drainage) de manière sécurisée. Le calcul du drain tapis nous donne une longueur de 22.3 m .

Tableau IV-14 : dimensionnement de drains pied (prisme de drainage)

Hauteur prisme	Cote en crête	Largeur en crête	Talus amont	Talus aval
3 m	499.6 m	3 m	1 : 1.5	1 : 2

IV.11.3.1 Les éléments de drainage (les Drains et les filtres)

En raison de la pression de l'eau en amont du barrage, l'eau s'infiltre peu à peu dans le sol même du barrage et de ses fondations, même s'il a été fait choix des matériaux de construction et de l'implantation de l'ouvrage de sorte à réduire les débits d'infiltration.

Un drain est un organe qui évacue l'eau prévenant d'un montant se chargeant d'infiltration au travers de solides ou d'un ressuyage.

Un filtre est un organe destiné au blocage de la migration d'éventuelles fines particules entraînées par le mouvement de l'infiltration dans l'ouvrage. Filtre & drain sont le plus souvent au départ associé en ce sens que le filtre peut remplir lui-même la fonction de drain, notamment dans les petits ouvrages.

IV.11.3.2 Loi des filtres: (U.S Army Corps of Engineers)

Divers critères doivent être respectés pour garantir l'efficacité des filtres, parmi lesquels : ceux définis par TERZHAGHI ont été précisés par les travaux du Corps des Ingénieurs de l'Armée et du Bureau de Réclamations.

- $\frac{D15}{d85} \leq 5$: The piping criterion : ce critère assure que la partie grossière du matériau fin ne sera pas entrainés dans les interstices du filtre.
- $\frac{D15}{d15} \geq 5$: condition de perméabilité : le filtre doit en plus perméable pour évacuer le débit d'infiltration.
- $\frac{D60}{d10} \leq 20$: coefficients uniformité Cu
- $\frac{D50}{d50} \leq 25$: Parallélisme des courbes granulométriques.

Pour construire le fuseau granulométrique nous allons déterminer le D15, D50et D60 du filtre.

$0.02mm \leq D_{15} \leq 17.5mm$

D_{50} :10.63 mm

D_{60} : 0.4 mm

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont:

- Couches horizontales de sables: 0.2 m
- Couches horizontales de graviers: 0.2m

IV.11.4. Etude des infiltrations dans le barrage et ses fondations :

L'eau pénètre à l'intérieur du remblai du barrage en terre et sous l'ouvrage sous l'effet de la charge d'eau du bief amont.

Les statistiques démontrent que lorsque des dommages graves se produisent sur un barrage, plus de 50 % d'entre eux sont liés à des infiltrations, c'est pourquoi il est toujours pris en compte les infiltrations c'est-à-dire en se plaçant sur la position de la ligne d'eau à l'intérieur de la masse du barrage, du gradient de filtration, des vitesses de filtration et des débits de filtration dans le corps de l'ouvrage mais aussi au fond de son sol de fondation.

L'objectif de cette partie est de déterminer :

- La zone submergée du corps de la digue.
- Les pressions interstitielles.
- Le tracé de la ligne de saturation.
- Le débit de fuite à travers le corps.

IV.11.4.1 la ligne de saturation :

La ligne de saturation dans une coupe transversale en réalité c'est une surface suivant laquelle la pression est égale à la pression atmosphérique, elle sépare la zone humide de la zone sèche. Sur le plan pratique, les méthodes les plus utilisées pour tracer cette ligne sont les méthodes numériques qui se sont largement développées. Cependant sur le plan pédagogique la méthode le plus souvent utilisée est la méthode simplifiée proposée par KOZNEY qui utilise des approximations et des propriétés graphiques.

Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0 = 0 \qquad \text{IV-9}$$

Avec ;

- $Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$

Les différent paramètres d, h, Y0, b et L sont présentés sur la figure suivante :

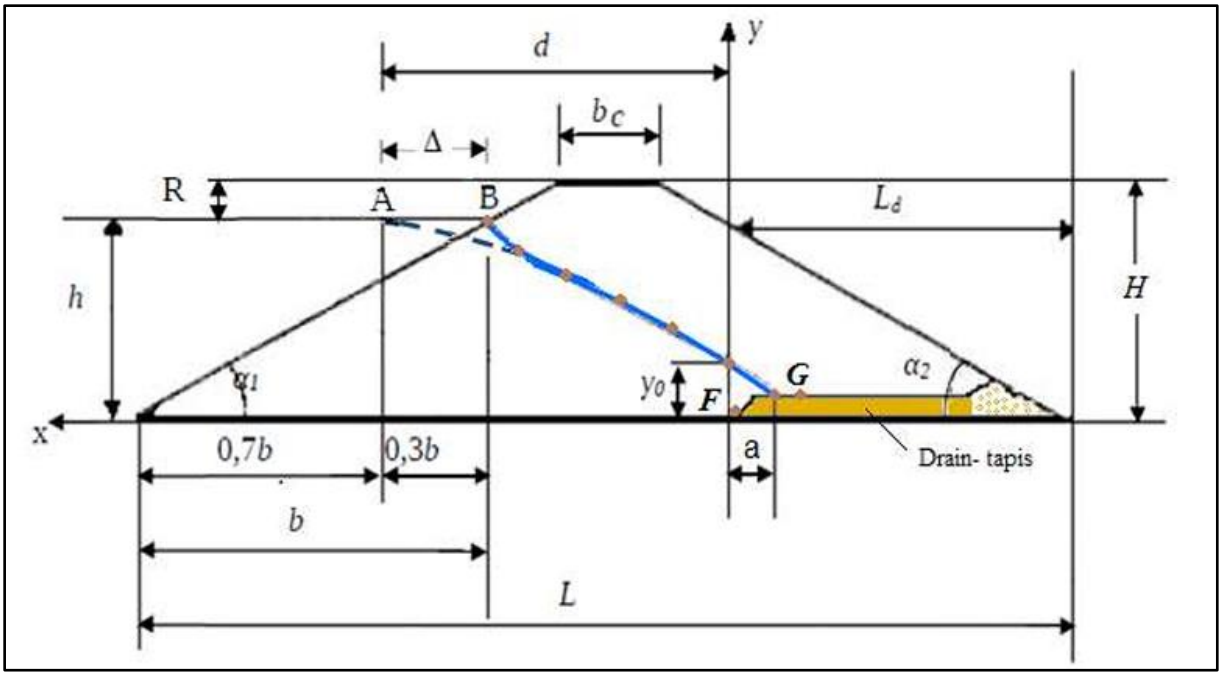


Figure IV-1 : Ligne de saturation d'un barrage homogène à drain horizontale.

Avec ;

- h : hauteur du niveau normal de la retenue, (h = 11.83 m)
- L : l'emprise du barrage. (L= 89 m).
- d : distance horizontale entre l'axe qui passe par la limite du tapis et la Verticale qui passe par le point (0.7b).
- b : la projection horizontale de la partie mouillée du talus amont.

Niveau de la retenue normale et L'emprise de la digue h = 11.83 m, L = 89 m

D'où : b= 35.5 m et d =31.27 m

Donc ; $Y_0 = 2.16m$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$Y = \sqrt{4.32.X + 2.16^2} \qquad \text{IV-10}$$

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole

Tableau IV-15 : Coordonnées de la parabole de KOZENY

X (m)	**0**	**2**	**4**	**6**	**8**	**10**	**12**	**14**	**16**
Y (m)	2.16	3.65	4.68	5.53	6.26	6.92	7.52	8.07	8.59
X (m)	**18**	**20**	**22**	**24**	**26**	**28**	**30**	**31.27**	
Y (m)	9.08	9.54	9.99	10.41	10.82	11.21	11.59	11.82	

IV.11.4.1 Débit de fuite par infiltration :

a- La digue

Nous appliquons la loi de Darcy pour le calcul de débit de fuite à travers le barrage.

$$Q = K.A.i \qquad \text{IV-11}$$

Avec ;

- Q : débit d'infiltration a travers le corps de la retenue (m3/s).
- K : coefficient de perméabilité (k = 10^{-9} m/s).
- A :la section d'infiltration (A = y × l).
- i :gradient hydraulique (i = dx/dy).

On peut écrire le débit de fuite spécifique (par unité de largeur) par la formule suivante :

$$Q = K.\frac{dx}{dy}.y \qquad \text{IV-12}$$

Avec ;

$$\frac{dx}{dy}.y = Y_0 \qquad \text{IV-13}$$

D'où ;

$$Q_d = q \times L = 4.3.10^{-7}\ m^3/s$$

b- La fondation

On détermine Le débit d'infiltration à travers les fondations par la loi de Darcy Suivant :

$$Qf = K.I.A \qquad \text{IV-14}$$

Avec ;

Qf : débit spécifique à travers la fondation (par unité de largeur (m3/s/l)).

I : gradient hydraulique (i = H/Lb).

A : section d'infiltration (A = T × l).

T : Profondeur du sol de fondation perméable (T = 3m).

$$Q = 10^{-9}.\frac{H}{Lb}.T.L = 7.93.10^{-8}\ m^3/s$$

c- Débit total de fuite (digue + fondation) :

$$Qt = Qd + Qf \qquad \text{IV-15}$$

$$Qt = 4.3.10^{-7} + 7.93.10^{-8} = 5.1.10^{-7}\ m^3/s$$

IV.11.4.2 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :

a- La digue :

La résistance d'infiltration du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I_{adm} < \frac{\Delta H}{\delta_n} \qquad \text{IV-16}$$

Avec ;

- ΔH : perte de charge dans le corps de la digue.
- δn : épaisseur moyenne de la digue.
- Iadm : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau suivant :

Tableau IV-16 : Classification des barrages

Classe de l'ouvrage	Sol de fondation	
	Rocheux	Meuble
I	Hb > 100 m	Hb > 50
II	50 ≤ Hb ≤ 100 m	25 ≤ Hb ≤ 50 m
III	20 ≤ Hb < 50 m	15 ≤ Hb < 25 m
IV	Hb < 20 m	Hb < 15 m

Notre barrage appartient à la classe III

Voici le tableau que vous pouvez copier directement :

Tableau IV-17 : Gradient admissible à travers le remblai terreux

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

I_{adm}=1.8

Donc: ΔH=12.19 m; δn=89 m; I = 0, 136≤ I_{adm}=1.8

D'où la résistance à l'infiltration du sol du barrage est assurée.

b- Fondation :

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$$I_f < \frac{Icr}{Ks} \qquad \text{IV-17}$$

Avec ;

- Icr : gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type du sol de la fondation.

Il est donné par le tableau suivant :

Tableau IV-18 : Détermination du gradient d'Infiltration admissible

Type de sol	**Icr**
Argile	1.20
Limon	0.65
Sable moyen	0.45
Limon sableux	0.38
Sable fin	0.29

- Ks : coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe de barrage d'après le tableau suivant :

Classe de l'ouvrage	I	II	III	IV
Ks	1.25	1.20	1.15	1.10

If : gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule Suivante :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88.Tc} \qquad \text{IV-18}$$

Avec ;

- Tc : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation. (Tc=3m)
- H : charge d'eau (H=12.19 m).
- L : longueur à la base du barrage (L=89m).

On a donc : If = 0,133

La fondation est en argile ce qui donne (Icr=1.2).

Notre barrage appartient à la classe IV ce qui donne (Ks=1.15).

Ce qui nous donnes If<Icr/Ks donc la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée.

IV.12. Etude de stabilité :

IV.12.1. Généralité sur la stabilité Talus :

L'analyse de la stabilité constitue un élément fondamental dans la conception d'un barrage en remblai. Elle permet de définir la géométrie optimale de l'ouvrage, notamment les pentes des talus et le système de drainage interne.

Un mauvais dimensionnement peut compromettre la sécurité des personnes, engendrer des pertes agricoles importantes en aval, et occasionner des coûts d'entretien ou de réhabilitation élevés.

Deux types de défaillances mécaniques peuvent affecter un barrage en remblai :

- Le glissement des talus (instabilité superficielle ou profonde),
- L'instabilité en fondation, généralement peu probable, car la sollicitation y est moindre.

L'évaluation de la stabilité repose sur l'identification des cas de charge critiques (mise en eau, vidange rapide, séisme, etc.) afin de déterminer les combinaisons les plus défavorables.

Dans la suite, l'étude portera principalement sur la stabilité des talus vis-à-vis du glissement.

IV.12.2. Stabilité des talus :

Dans le cadre de notre étude, plusieurs méthodes ont été envisagées pour évaluer la stabilité des talus, en particulier des méthodes à rupture comme celles de Fellenius, Bishop, Janbu, Spencer, Morgenstern-Price, etc. le logiciel GeoStudio (SLOPE/W) qui est utilisé pour appliquer les méthodes choisies, dans le cadre des conditions géotechniques et hydrauliques du site concerné.

Pour notre analyse, nous avons retenu la méthode de Morgenstern-Price qui vérifie à la fois l'équilibre des forces et des moments et qui permet une distribution souple des forces intertranches.

Les calculs ont été réalisés pour les cas de sollicitation suivants :

- Cas 1 : Fin de construction

- Cas 2 : Fonctionnement normal

- Cas 3 : Vidange rapide

Ces scénarios représentent les cas critiques que l'on peut rencontrer dans la pratique pour évaluer la stabilité du talus vis-à-vis de son exploitation.

IV.12.3. Conséquences de l'instabilité des talus :

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau.
- interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

Le facteur de sécurité (Fs) est un indicateur de la résistance globale du talus au glissement lors de l'analyse de la stabilité des talus avec GeoStudio (SLOPE/W). Il est défini comme le rapport entre la somme des résistances au cisaillement mobilisées le long de la surface de rupture et la somme des forces motrices qui tendraient à faire glisser la surface :

$$F_S = \frac{\text{Forces résistantes}}{\text{Forces motrices}} \qquad \text{IV-19}$$

Un facteur de sécurité **Fs ≥ 1.0** signifie que le talus est en équilibre ; au-delà de cette valeur, il est considéré comme stable avec une marge de sécurité. Plus Fs est élevé, plus la structure est stable.

Les facteurs de sécurité normalement exigées dans les barrages en terre sont les suivants:

- Conditions normales (lac plein à niveau normal) : FS ≥ 1.4
- Conditions spéciales sans séisme (lac plein à niveau exceptionnel, vidange rapide) : FS ≥ 1.3
- Conditions exceptionnelles avec séisme (lac plein à niveau normal, vidange rapide, lac vide) FS ≥ 1.2. (1)

IV.12.4. Présentation du logiciel GeoStudio 2018 R2 :

GeoStudio représente une solution logicielle dédiée à la modélisation des enjeux géotechniques et géologiques. Ce logiciel se caractérise par une approche analytique rigoureuse, une intégration de produit sophistiquée et une grande polyvalence dans son application aux problématiques classiques des domaines géotechniques et géologiques. Le logiciel permet à l'utilisateur de :

- Combiner tous les traitements au sein de l'un seul projet intégré ,
- Dessiner librement la géométrie ou bien d'importer des fichiers CAO ,
- Résoudre simultanément plusieurs analyses,
- Interpréter les résultats à l'aide de visualisations et graphismes.

Il permet des études sur les différents types de problèmes sismique, glissements de terrains, tassements, consolidation, infiltration des eaux dans la terre au corps de la digue d'un barrage et autres problématiques de géotechnique.

Sept modules intégrés à savoir :

- SLOPE / W: analyse de la stabilité de la pente ;
- SEEP / W: Analyse des segments d'eau souterraine ;

- SIGMA / W: Analyse de pression de déformation ;
- QUAKE / W: Analyse dynamique des tremblements de terre ;
- TEMP / W: Analyse géothermique ;
- CTRAN / W: Analyse du transfert de soluté ;
- AIR / W: Analyse des flux d'air.

IV.12.5. Module d'analyse de stabilité de pente SLOPE/W :

On peut considérer SLOPE/W pour ce qui concerne l'analyse de la stabilité de pentes de terre et de roche comme le module phare. En effet ce logiciel permet d'analyser aussi bien des problèmes simples que complexes, et en toute une variété de modes de défaillance, de conditions de pression interstitielle, de propriétés du sol, de types de charge et de modes de renforcement, tant pour l'analyse pseudo-statique que pour la conception des états limites et l'analyse de vidange rapide.

IV.12.5.1 Création et définition des propriétés indispensables au module :

L'analyse de la stabilité des barrages en terre se limite par nature à l'examen de la stabilité des talus amont et aval, ainsi que de leur comportement sur la fondation. Le calcul en stabilité des talus se fait à l'aide des méthodes au moins à l'équilibre limite permettant d'imaginer différentes situations de sollicitation constitutives des phases critiques de la vie de l'ouvrage :

- Cas I : la stabilité du remblai sous le seul effet de son poids propre, c'est-à-dire lorsqu'il est achevé, sans eau dans la retenue.
- Cas II : la stabilité du remblai en situation normale de fonctionnement, où la retenue est remplie, soumise à la combinaison du poids propre associé à la poussée hydrostatique du plan d'eau.
- Cas III : la stabilité du talus lors d'une période où l'eau de la retenue est vidée, caractérisée par la baisse brutale du niveau d'eau amont des talus, sans écoulement des pressions interstitielles dans le remblai, causant une stabilité réduite.

Dans le cas de notre étude, on s'intéresse à la même section en remblai constitué par une couche de matériau en argile sur une hauteur de 15,19m. Ce remblai repose sur une couche de sol dont les caractéristiques mécaniques sont fournies dans Tableau II-3 et Tableau II-2 .

1. Création du projet :

Ouvrir GeoStudio > SLOPE/W > Nouveau fichier.

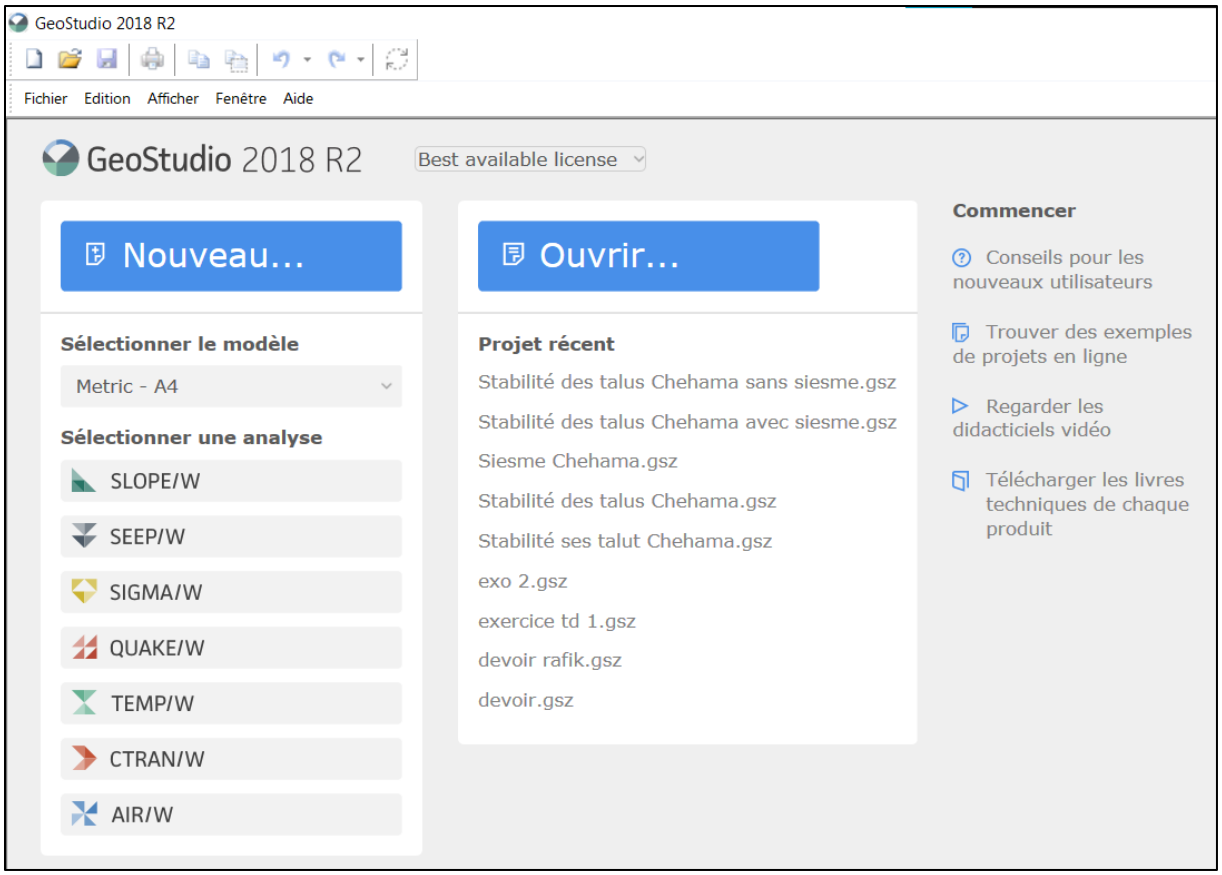


Figure IV-2 : Création d'un nouveau projet SLOPE/W.

2. Définir la géométrie du barrage :

utiliser les outils de dessin pour tracer les talus, la fondation, etc.

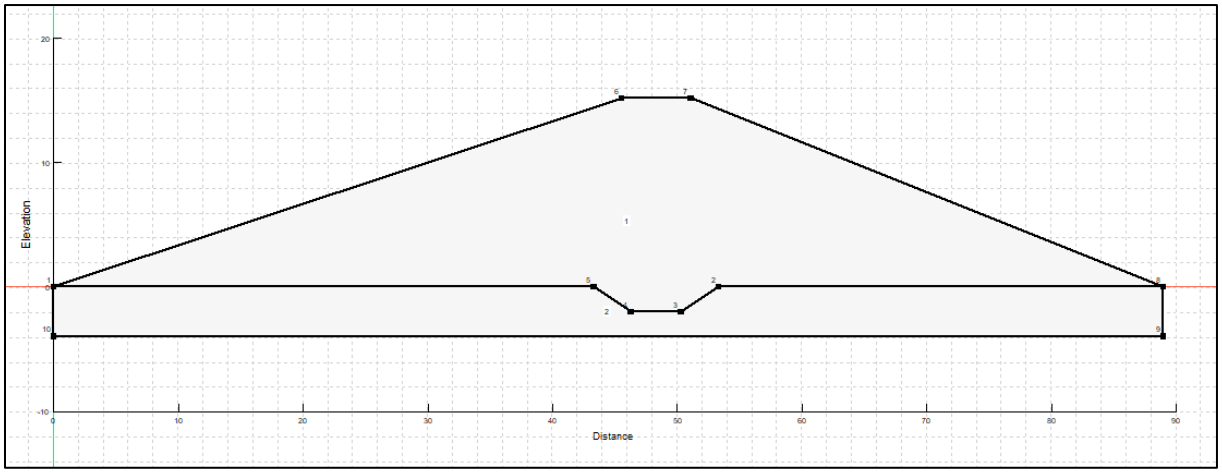


Figure IV-3 : Définition de la géométrie du barrage.

3. Attribuer les matériaux :

Onglet « Assigner matériaux » > choisir le modèle **Mohr-Coulomb** > saisir les paramètres géotechniques (cohésion c, angle de frottement φ, poids volumique γ).

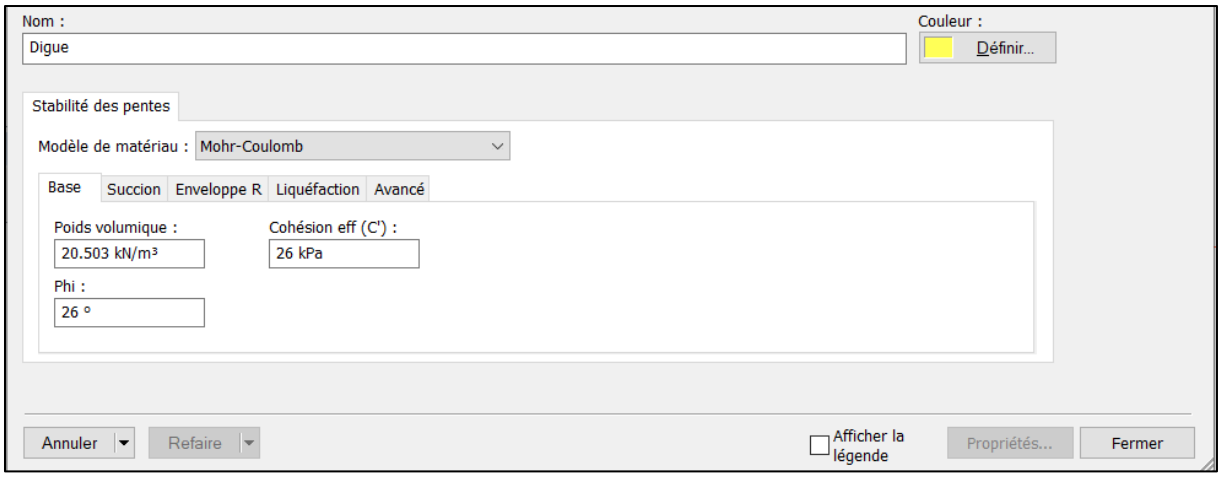


Figure IV-4 : Caractéristiques mécaniques de la digue.

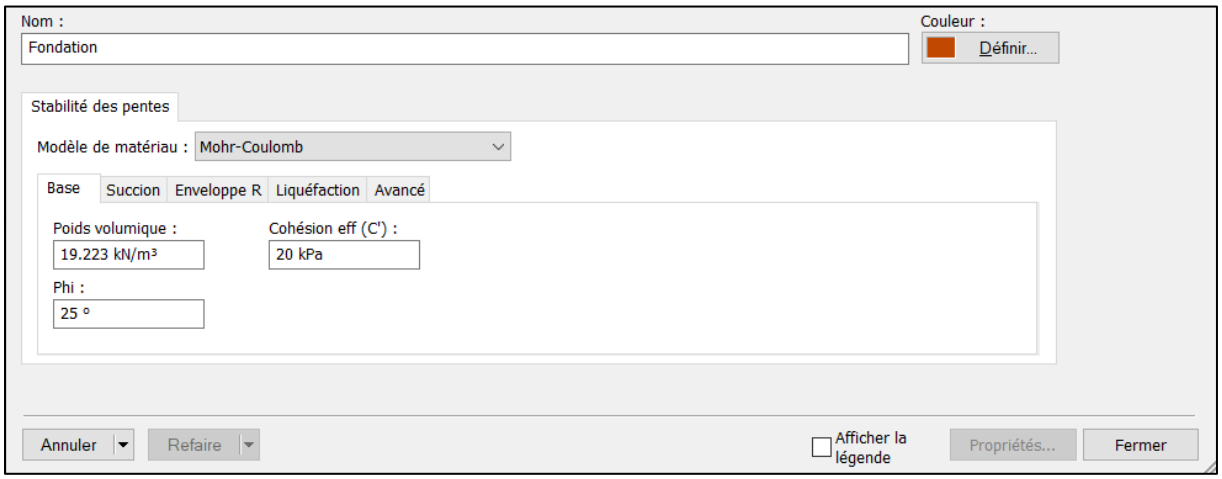


Figure IV-5 : Caractéristiques mécaniques de la Fondation

4. Tracer la ligne de saturation :

Onglet « Tracer ligne phréatique » > tracer la ligne de saturation correspondant à un barrage rempli à la NNR (Niveau Normal de Retenue).

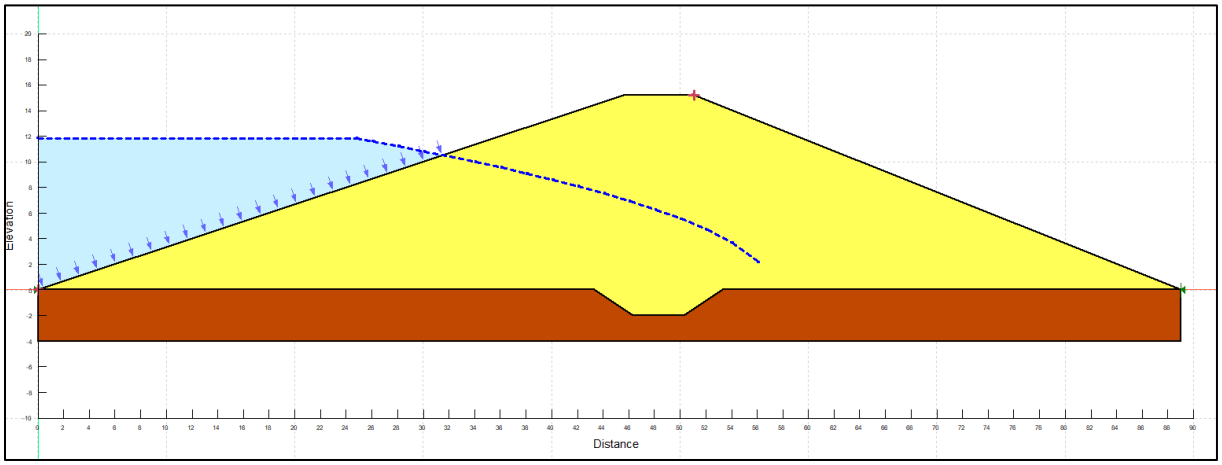


Figure IV-6 : Définition de la ligne de saturation.

5. Définir les surfaces de glissement des talus en cliquant sur l'icône « Définir » ensuite « Surfaces de glissement » et « Entrée et sortie » pour avoir les détails suivants :

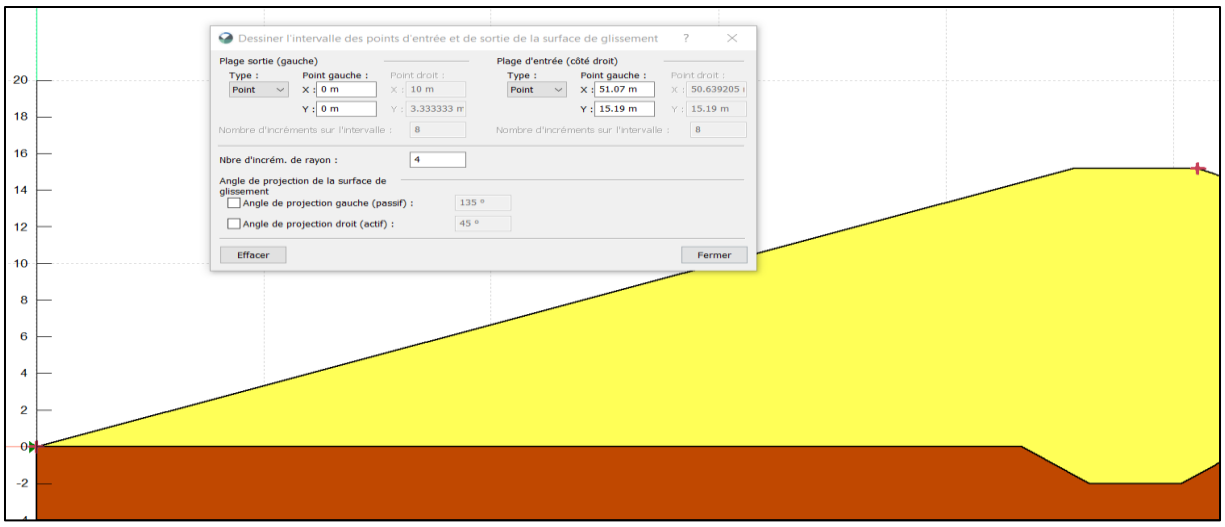


Figure IV-7 : Définition des surfaces de glissement .

6. Définir le cas sismique pour le cas de séisme :

Onglet « Définir » > cocher « Inclure chargement sismique » > entrer accélération horizontale **g = 0,15**.

7. Lancer le calcul :

Aller dans « Gestionnaire de calcul » > Démarrer l'analyse.

IV.12.5.2 Calcul pour les trois phases critiques Sans séisme :

a- Fin de construction :

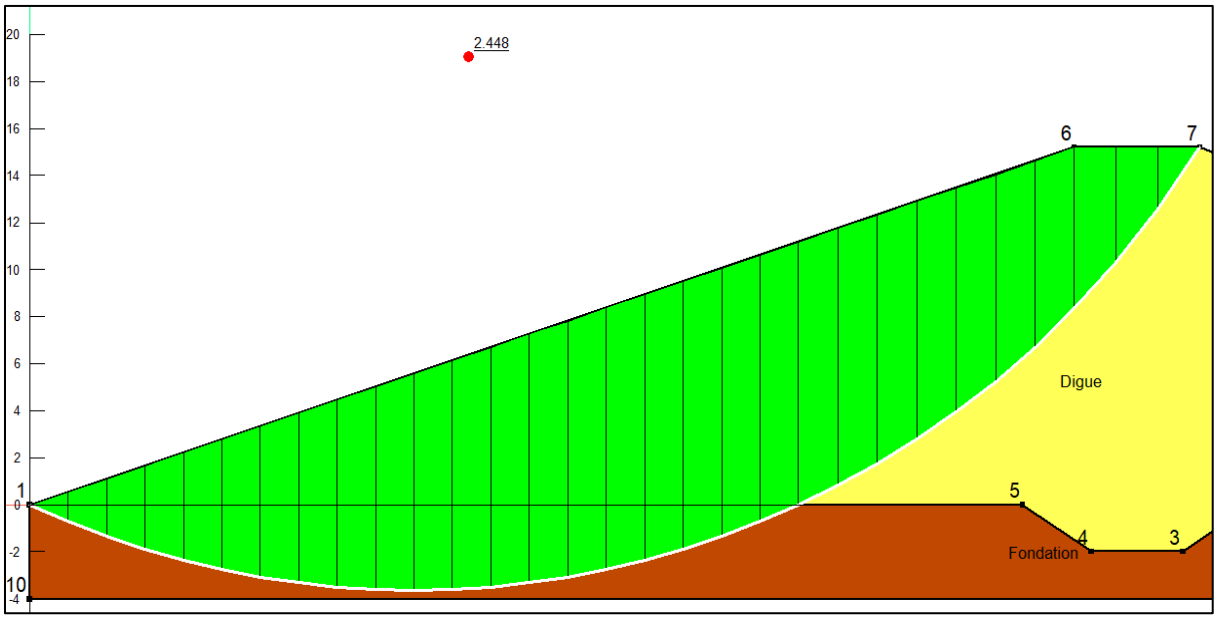


Figure IV-8 : Cercle de rupture amont analysée (pas de séisme) avec Fs=2.448

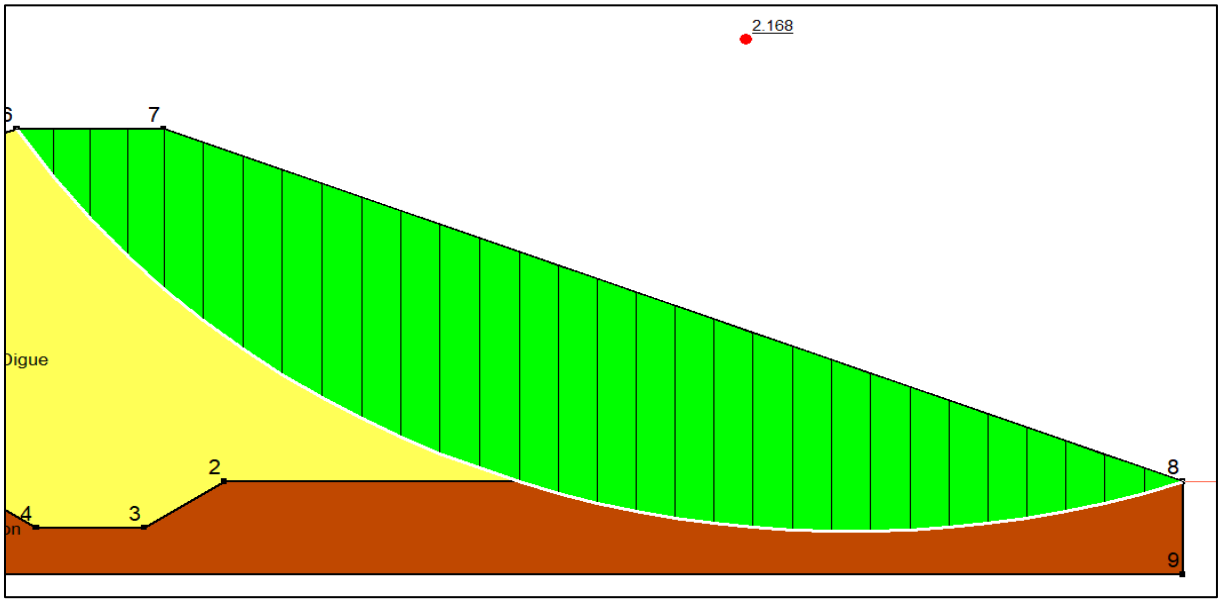


Figure IV-9 :Cercle de rupture aval analysée (pas de séisme) avec Fs=2.168

b- Fonctionnement normal :

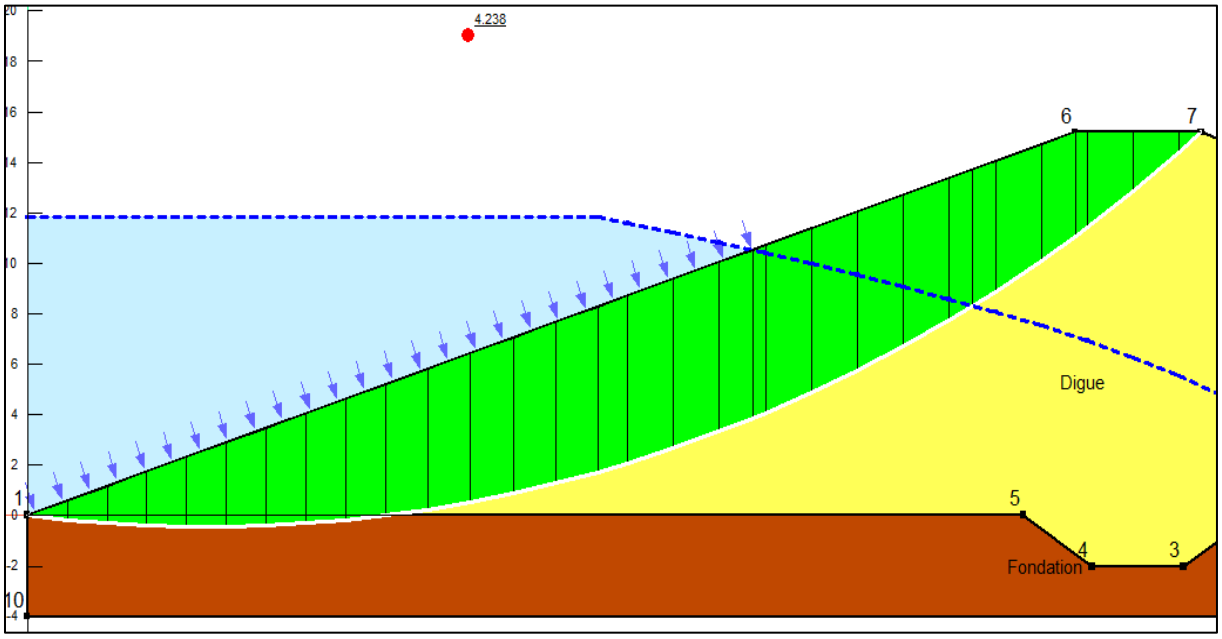


Figure IV-10 : Cercle de rupture amont analysée (pas de séisme) avec Fs=4.238

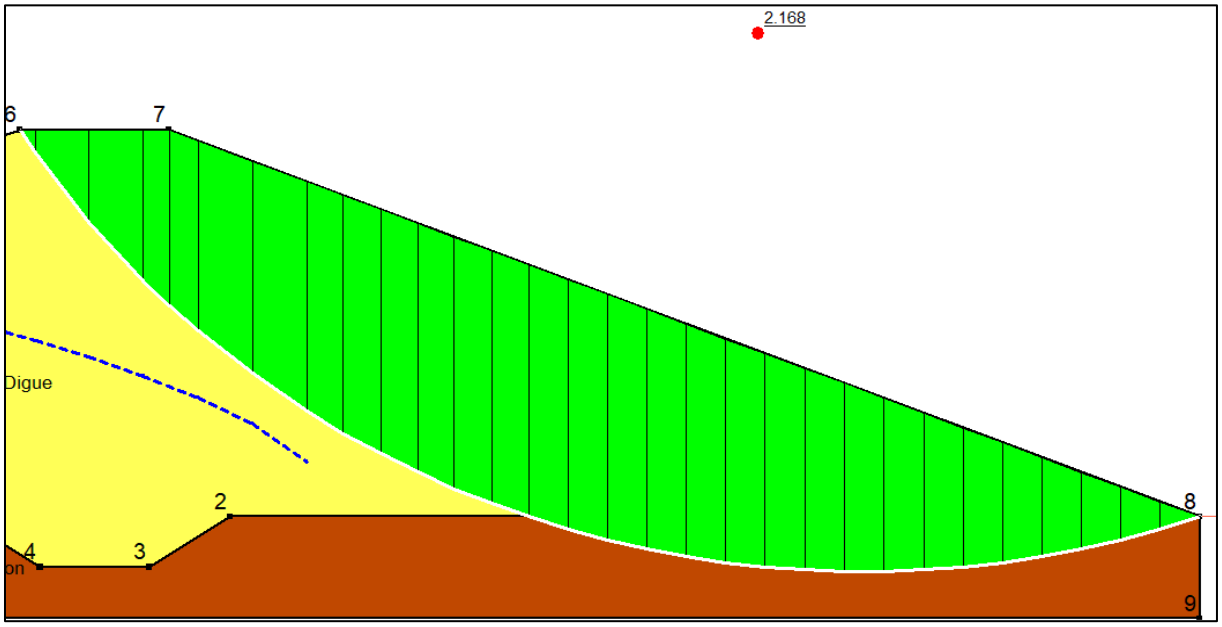


Figure IV-11 : Cercle de rupture aval analysée (pas de séisme) avec Fs=2.168

c- Vidange rapide :

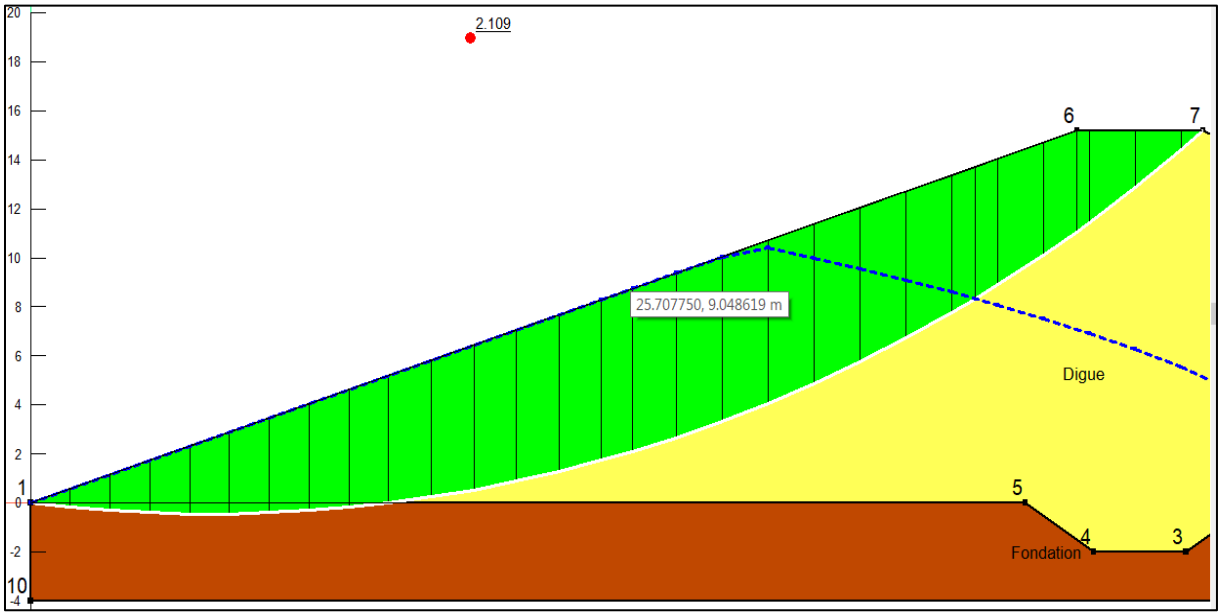


Figure IV-12 : Cercle de rupture amont analysée (pas de séisme) avec Fs=2.109

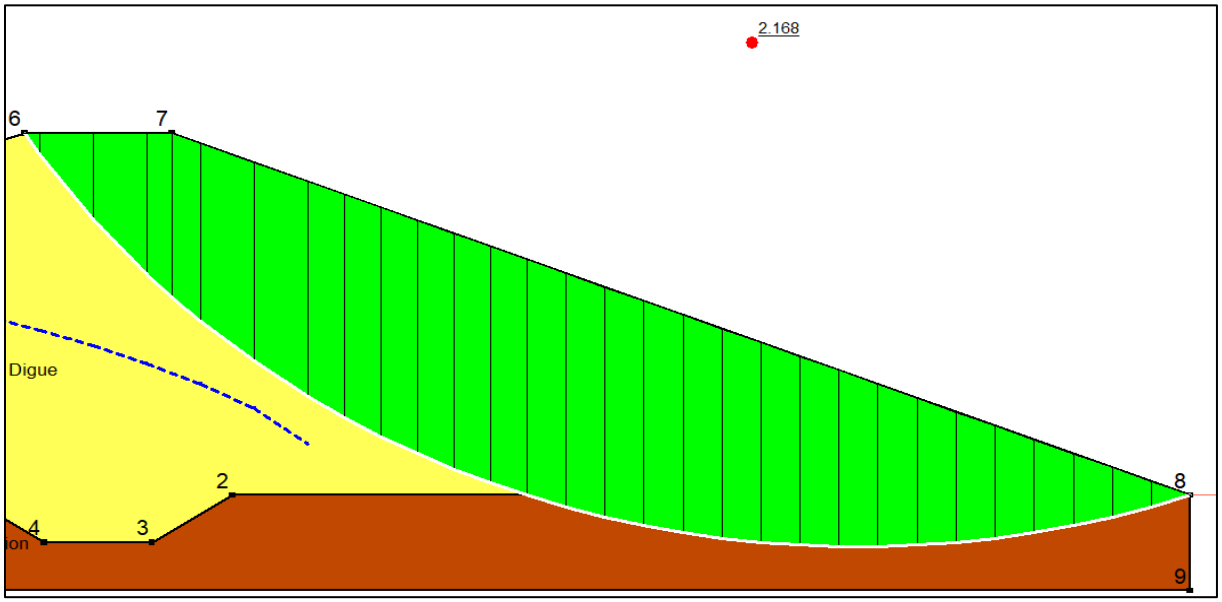


Figure IV-13 : Cercle de rupture aval analysée (pas de séisme) avec Fs=2.168

IV.12.5.3 Calcul pour les trois phases critiques avec séisme :

a- Fin de construction :

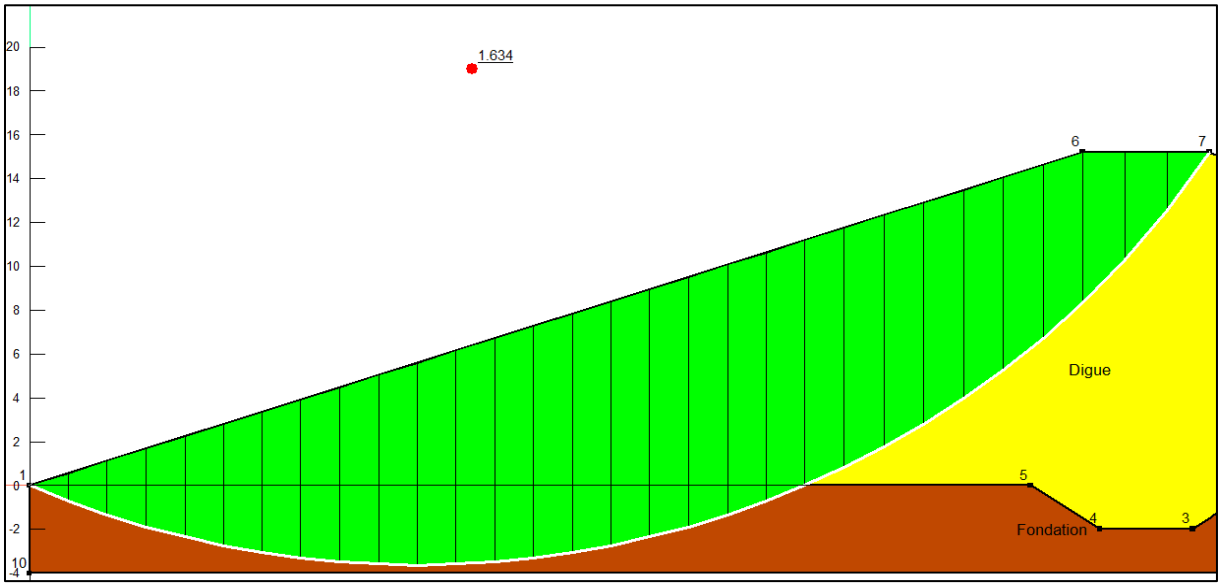


Figure IV-14 : Cercle de rupture amont analysée (avec séisme) avec Fs=1.634

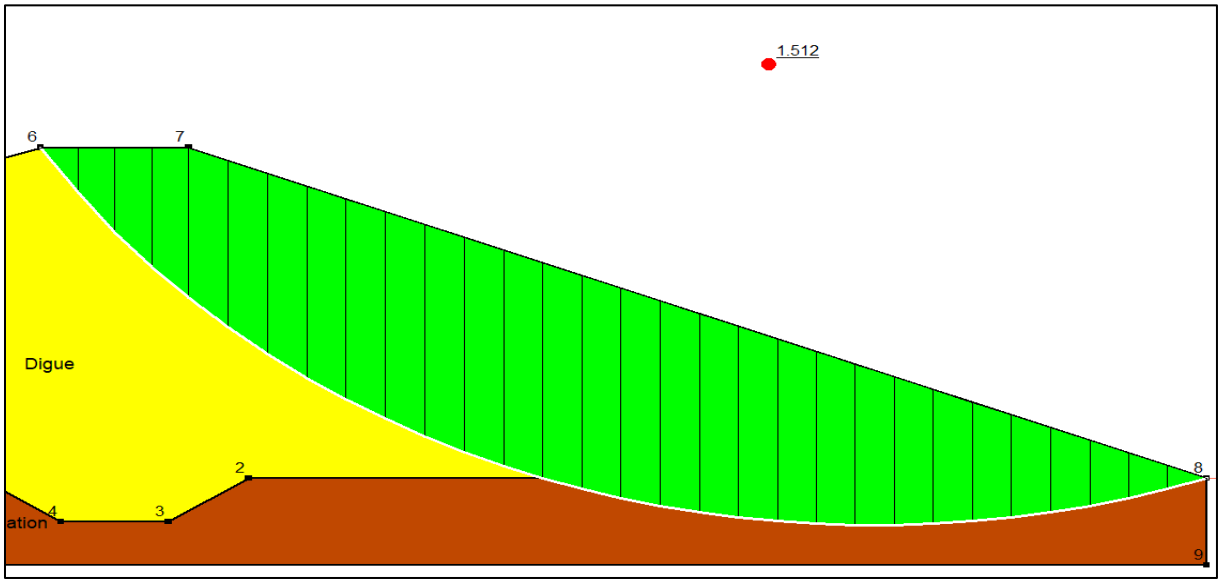


Figure IV-15 : Cercle de rupture aval analysée (avec séisme) avec Fs=1.512

b- Fonctionnement normal :

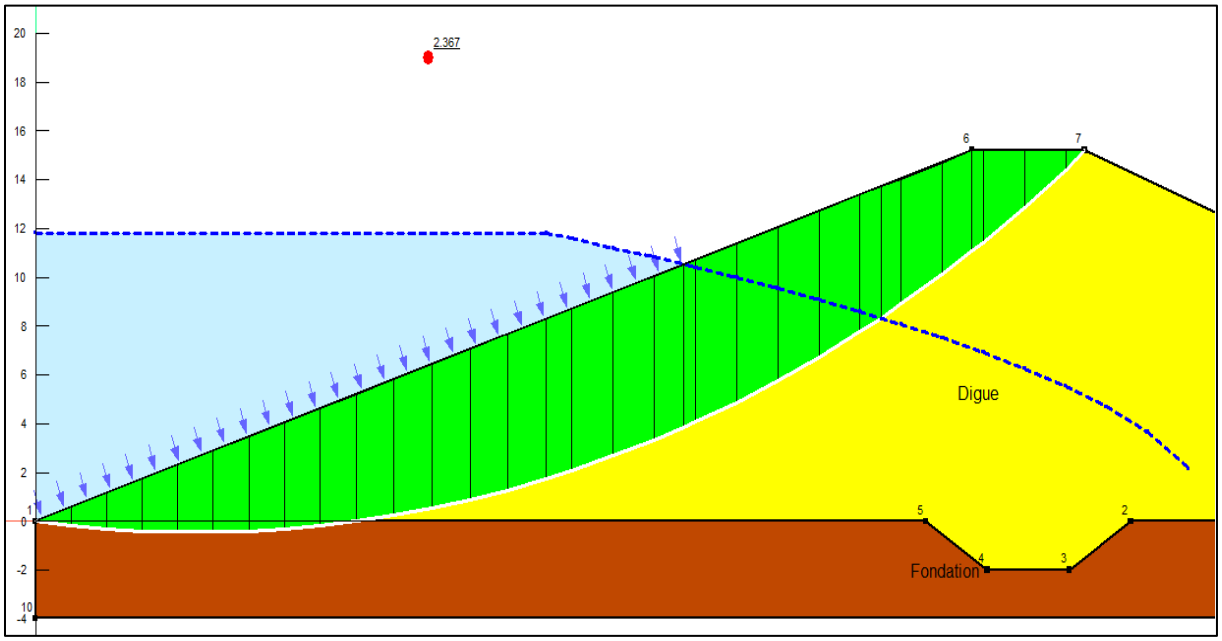


Figure IV-16 : Cercle de rupture amont analysée (avec séisme) avec Fs=2.367

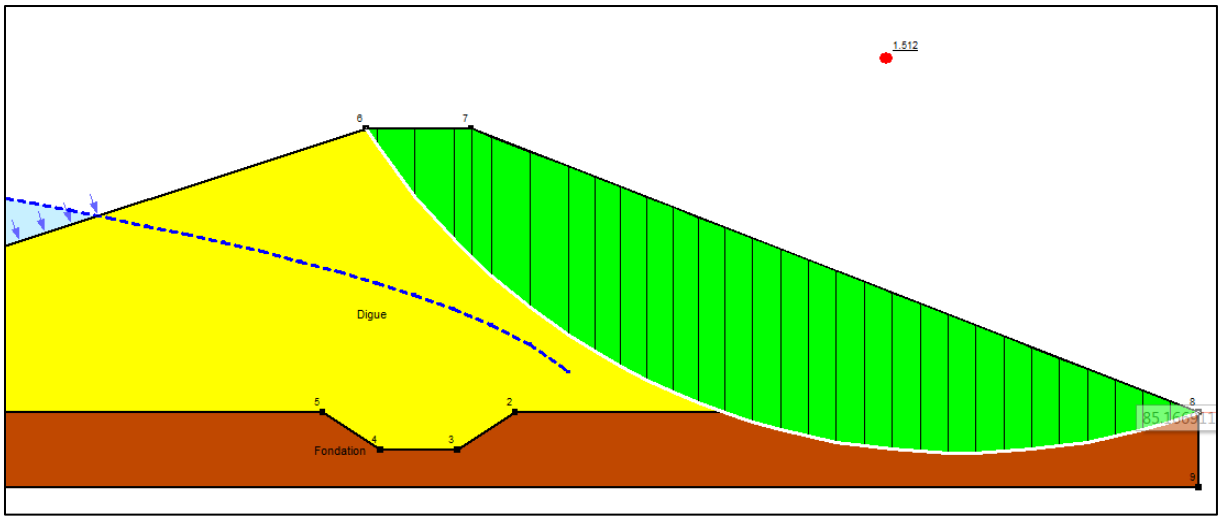


Figure IV-17 : Cercle de rupture aval analysée (avec séisme) avec Fs=1.512

c- Vidange rapide :

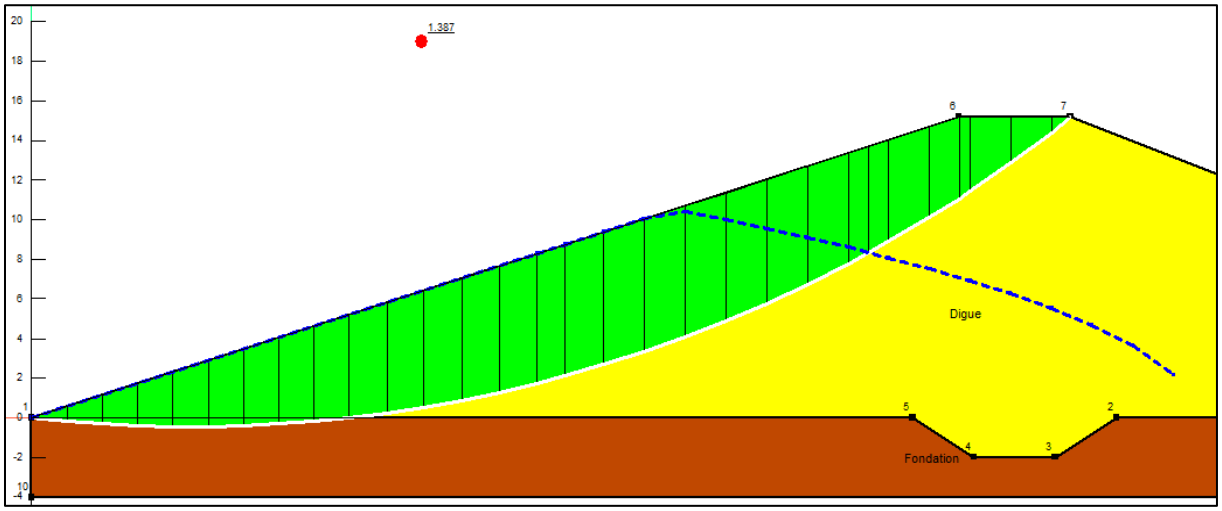


Figure IV-18 : Cercle de rupture amont analysée (avec séisme) avec Fs=1.387

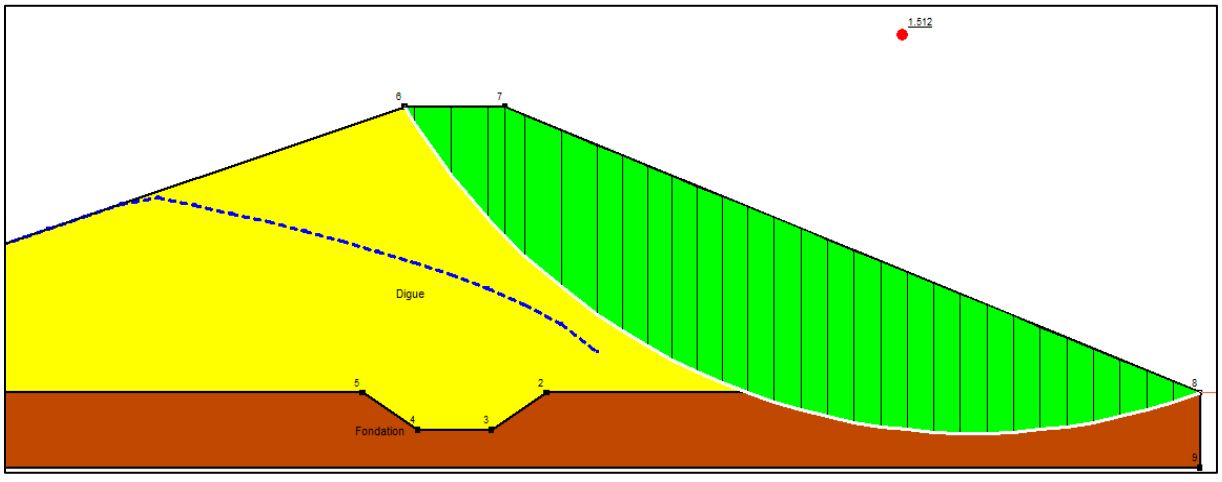


Figure IV-19 : Cercle de rupture aval analysée (avec séisme) avec Fs=1.512

Tableau IV-19 :Récapitulatif de calcul de coefficient de sécurité pour les trois cas

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		sans séisme	avec séisme
fin de construction	Talus amont	2.448	1.634
	Talus aval	2.163	1.512
Fonctionnement normal	Talus amont	4.238	2.367
	Talus aval	2.163	1.512
Vidange rapide	Talus amont	2.109	1.387
	Talus aval	2.163	1.512

IV.13. Conclusion :

Les résultats obtenus indiquent que, pour l'ensemble des cas de sollicitation analysés, le facteur de sécurité minimal reste supérieur aux seuils admissibles, aussi bien en conditions statiques qu'en présence de chargement sismique. Cela permet de conclure que la stabilité des talus du barrage est assurée dans toutes les situations étudiées.

Dans la continuité de cette analyse, le chapitre suivant sera consacré à l'étude détaillée des ouvrages annexes du la retenue.

Chapitre V : Etude des ouvrage annexes

V.1. Introduction :

Dans le cadre de la mise en place d'un projet de barrage, la localisation des ouvrages annexes est à prévoir impérativement car ces ouvrages jouent un rôle essentiel dans la sécurité et le bon fonctionnement de l'ouvrage. La conception de ces ouvrages doit répondre à de nombreux critères, notamment le type de barrage, le type de fondations, la nature géologique des rives de la vallée, la topographie générale du site, des terrains situés en aval.

Parmi les ouvrages annexes à prévoir principalement pour une retenue, on répertorie couramment :

- L'évacuation de crues pour des débits exceptionnels,
- Le vidange de fond pour la gestion du niveau de la retenue et l'entretien
- L'ouvrage de prise d'eau pour l'alimentation en eau de différents usages.

Chaque type d'ouvrage classé sous chacune de ces catégories de façon générique peut se décliner sous différentes formes toutes présentant chacune leurs propres intérêts et inconvénients. C'est donc une analyse technico-économique qui doit conduire à une solution choisie la mieux adaptée au contexte du projet.

V.2. Evacuateurs de crues

Définition :

Élément permettant d'évacuer le trop plein d'eau surligne derrière un barrage renforcé, à partir d'une certaine limite de hauteur du barrage.

Il s'agit d'un trop plein permettant de limiter l'élévation du niveau de l'eau dans la retenue lorsque le débit amont dépasse une certaine valeur.(30)

V.2.1. Critères choix du type d'un évacuateur de crue :

Le choix du type d'un évacuateur de crues intègre :

- La sensibilité du type du barrage à un exhaussement de la retenue ,
- La taille du barrage ,
- Le coût de l'ouvrage par rapport au coût total du barrage ,
- Les caractéristiques hydrologiques du site et géologiques ,
- Les possibilités topographiques ,
- Les caractéristiques du bassin versant en termes de corps flottants ou de transports de solide ,
- Les possibilités de suivi et d'entretien,
- L'utilisation de l'aval du barrage. (30, 31)

V.2.2. Choix de l'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal :

Le choix proposé après étude des différentes options prend la forme d'un évacuateur de crue latéral à entonnement frontal, placé en rive gauche de la vallée. Il présente la particularité de se composer d'un seuil positionné perpendiculairement à l'écoulement naturel de la rivière

permettant à l'eau d'être évacuée selon son axe naturel sans déviation. Ce principe présente de multiples atouts :

- Fiabilité de fonctionnement même en cas de crue exceptionnelle dépassant la crue de projet ,
- Simplicité de conception et de réalisation sur site ,
- Coût de construction modéré qui constitue un plus économique ,
- Bonne logique d'implantation sur le physique du site avec des terrassements réduits .

Par ailleurs, ce type de déversoir est passif, en ce sens qu'il ne nécessite ni intervention humaine, ni dispositif de mécanique, étant un ouvrage installé. En conséquence, il est fiable vis-à-vis des risques de mauvais fonctionnement, puisqu'il assure l'écoulement durant les périodes de crue.

V.2.3. Dimensionnement de l'évacuateur de crue :

L'évacuation de crues sera constituée des éléments suivants :

- Canal d'approche.
- Déversoir.
- Chenal découlement.
- Convergent.
- Coursier.
- Bassin de dissipation.
- Murailles bajoyers.

V.2.3.1 Canal d'approche :

Le canal d'approche est un ouvrage réduisant au minimum les pertes de charges et permettant de diriger la crue vers le déversoir, à faible vitesse en général et dans des conditions d'écoulement peu turbulentes.

a- Vitesse d'approche :

$$V_{ap} = \frac{Q_L}{S_{Ca}} = \frac{Q_L}{b * h + p} \qquad \text{V-1}$$

Avec,

- Vap : vitesse d'approche.
- Q : Débit laminé (152.272 m3/s).
- S : Section du canal (m2).
- H : charge déversant (1.76 m).
- P : hauteur de pelle (p = 1m)
- Vap =2.8 m/s
- Vadm= (4,4 à 10) m/s

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

b- Pente du canal :

$$Q = \frac{1}{n} \cdot \frac{S^{\frac{5}{3}}}{P^{\frac{2}{3}}} \cdot \sqrt{i_0} \qquad \text{V-2}$$

$$i_0 = \left(\frac{Q.n.P^{\frac{2}{3}}}{S^{\frac{5}{3}}}\right)^2 = 0.02\%$$

Avec ;

- i0 :pente du fond de canal en %
- Q : Débit laminé (152.035 m3/s).
- S : Section mouillée (S = 82.8 m2)
- P : périmètre mouillé (p = 35.52 m).

c- La hauteur du mur :

Donné par la formule suivante :

$$H_{Ca} = h + P + R \qquad \text{V-3}$$

La revanche est donnée par la formule suivant :

$$R = 0.6 + 0.05.Vap.h^{0.33} \qquad \text{V-4}$$

$R = 0.6 + 0.05.2.83.2.76^{0.33} = 0.8\,m$

Avec ;

- Hca hauteur de mur pour le canal d'approche en m
- P : hauteur de la pelle en m
- R : la revanche en m

Donc ; Hca = 3.6 m

V.2.3.2 Deversoir :

Le profil du déversoir a été conçu de manière rigoureuse pour assurer une évacuation hydraulique optimale des crues, en s'appuyant sur le modèle WES (Water ways Experiment Station), largement utilisé par l'armée américaine. Ce modèle définit plusieurs profils de déversoir standardisés(32), caractérisés par une formule de la forme :

$$X^n = K.Hd^{n-1}\,y \qquad \text{V-5}$$

où :

- X et Ysont les coordonnées horizontales (longitudinales) et verticales de la surface du déversoir,
- H_d est la hauteur déversante ,
- K et n sont des coefficients dépendant de l'inclinaison de la paroi amont.

Dans le cas d'une paroi amont verticale (Figure III-23), la version du modèle prévoit :

- K=2,00
- n=1,85

donnant la formule spécifique :

$$X^{1.85} = 2Hd^{0.85}\,y \qquad \text{V-6}$$

a- Profil aval :

Le profil aval pour le seuil du déversoir est présenté par l'équation V-6 :

Tableau V-1 coordonnée de profil aval de déversoir

X	Y
0	0
0.22	-0.02
0.43	-0.09
0.65	-0.19
0.87	-0.32
1.09	-0.49
1.30	-0.69
1.52	-0.91
1.74	-1.17
1.96	-1.45
2.17	-1.76
2.33	-2.00

b- Profil amont :

Le profil amont est présenté par l'équation :

$$1 = \frac{X^2}{A^2} + \frac{(B-Y)^2}{B^2} \qquad \text{V-7}$$

Avec ;

X et Y sont les coordonnée longitudinal et vertical du quadrant amont ,

A et B sont les paramètres déterminer à partir de l'abaque pour le profil amont a paroi verticale.

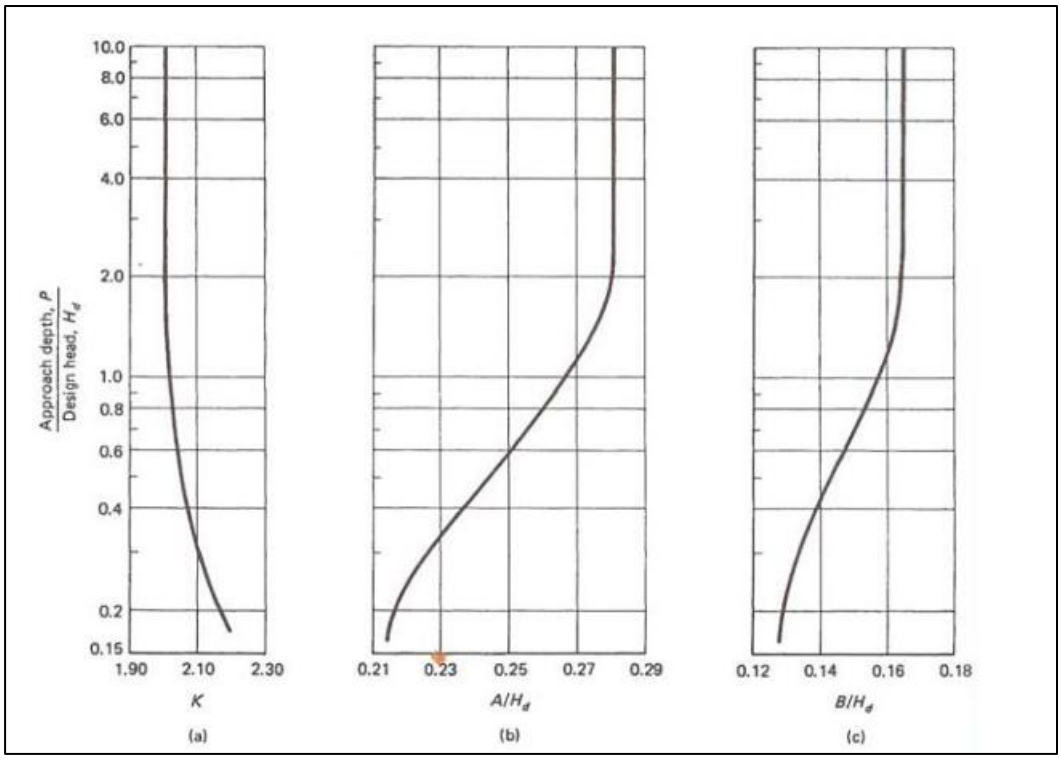


Figure V-1 : abaque du calcul des paramètre A et B pour le profil amont

Donc ;

- P = 1 m
- K = 2
- n = 1.85
- He = 1.76 m
- Hd = 1.232 m
- A = 0.32
- B = 0.187

Tableau V-2 : coordonnée de profil aval

X	Y
0	0
-0.032032	-0.00093867
-0.064064	-0.0037835
-0.096096	-0.00862553
-0.128128	-0.01563371
-0.16016	-0.02508862
-0.192192	-0.0374528
-0.224224	-0.05353075
-0.256256	-0.0749056
-0.28371	-0.10032806
-0.315742	-0.15571701

c- Nappe d'eau :

S'agissant du profil de la surface libre du plan d'eau au déversoir de type WES, le tableau ci-dessous présente les valeurs de ses coordonnées adimensionnelles X = x/Hd et Y = y/Hd valables dans le cas de vitesses d'approche nulles et pour plusieurs valeurs de charge relative H/Hd.

Tableau V-3 : Coordonnées de la surface supérieure de la nappe liquide franchissant un déversoir standard type WES, à paroi amont verticale

H/Hd = 0.50		H/Hd = 1		H/Hd = 1.33	
X = x/Hd	Y = y/Hd	X = x/Hd	Y = y/Hd	X = x/Hd	Y = y/Hd
-1.0	-0.490	-1	-0.933	-1	-1.210
-0.8	-0.484	-0.8	-0.915	-0.8	-1.185
-0.6	-0.475	-0.6	-0.893	-0.6	-1.151
-0.4	-0.460	-0.4	-0.865	-0.4	-1.110
-0.2	-0.425	-0.2	-0.821	-0.2	-1.060
0.0	-0.371	0	-0.755	0	-1.000
0.2	-0.300	0.2	-0.681	0.2	-0.019
0.4	-0.200	0.4	-0.586	0.4	-0.821
0.6	-0.075	0.6	0.465	0.6	-0.705
0.8	0.075	0.8	-0.32	0.8	-0.569
1.0	0.258	1	-0.145	1	-0.411
1.2	0.470	1	0.055	1.2	-0.220
1.4	0.705	1	0.294	1.4	-0.002
1.6	0.972	2	0.563	1.6	0.243
1.8	1.269	2	0.857	1.8	0.531

Tableau V-4 : coordonnée de nappe d'eau supérieure

X=x/Hd	Y=y/Hd	X	Y
-1	-0.933	-1.76	1.64208
-0.8	-0.915	-1.408	1.6104
-0.6	-0.893	-1.056	1.57168
-0.4	-0.865	-0.704	1.5224
-0.2	-0.821	-0.352	1.44496
0	-0.755	0	1.3288
0.2	-0.681	0.352	1.19856
0.4	-0.586	0.704	1.03136
0.6	-0.465	1.056	0.8184
0.8	-0.32	1.408	0.5632
1	-0.145	1.76	0.2552
1.2	0.055	2.112	-0.0968
1.4	0.294	2.464	-0.51744
1.6	0.563	2.816	-0.99088
1.8	0.857	3.168	-1.50832

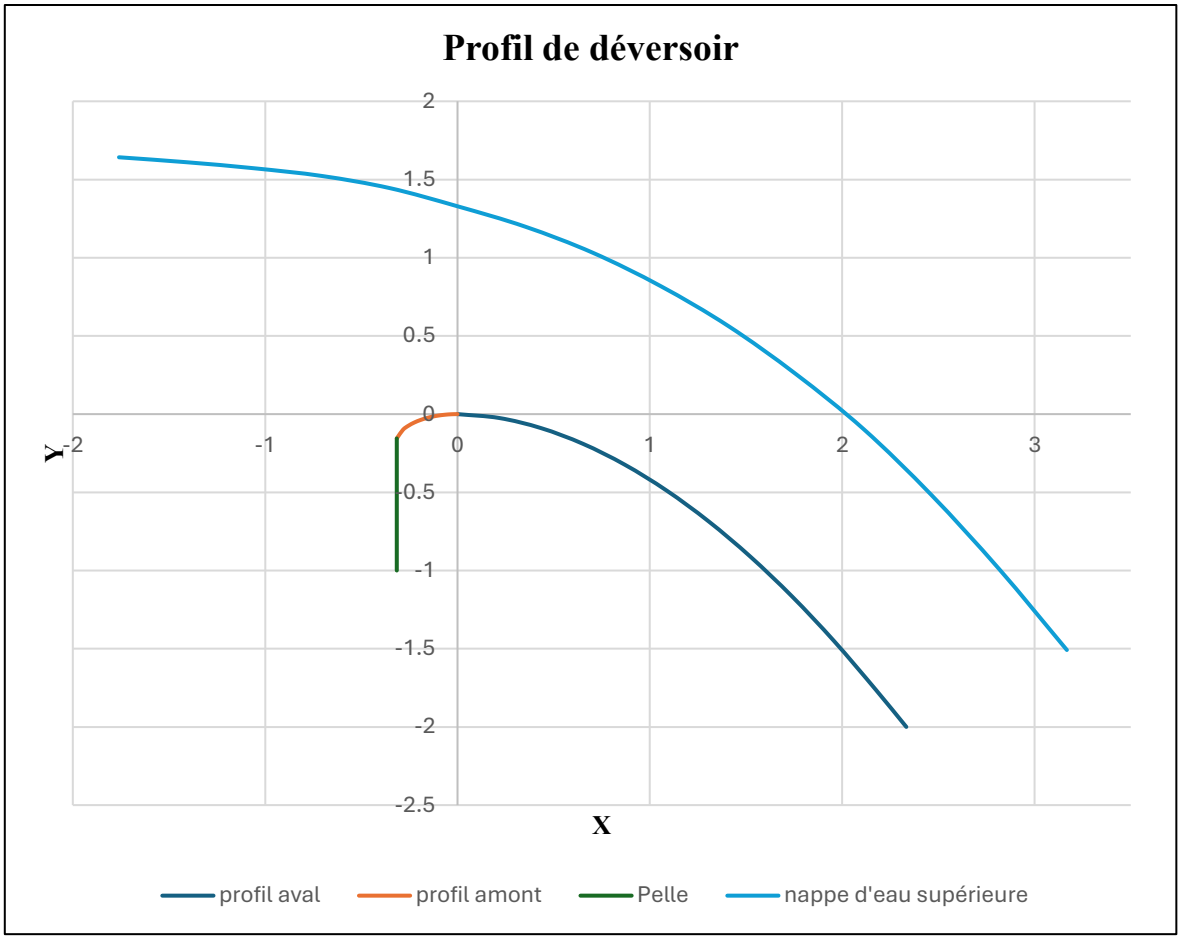


Figure V-2 : profil final de déversoir

d- Chenal d'écoulement :

Le chenal, positionné immédiatement en aval du déversoir, présente une section rectangulaire d'une longueur de 16 mètres, avec une pente modérée de 0,1 %. L'écoulement y est conçu pour rester en régime fluvial sur l'ensemble du tronçon, ce qui favorise une transition progressive vers un régime torrentiel à son extrémité, au niveau de l'entrée du coursier.

profondeur critique hcr :

$$hcr = \left(\frac{q^2}{g}\right)^{\frac{1}{3}} \qquad \text{V-8}$$

$$hcr = \left(\frac{q^2}{g}\right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{152.035^2}{9.81.30^2}\right)^{\frac{1}{3}} = 1.38m$$

Avec ;

- qs : débit spécifique par unité de la largeur (m3/s/l).

la pente critique :

$$i_c = (\frac{Q.n.P^{\frac{2}{3}}}{S^{\frac{5}{3}}})^2 = 0.2\% \quad \text{V-9}$$

Avec ;

- ic : la pente critique.
- P :périmètre mouillée (b+2.hc)
- S :la section mouillée donnée (b.hc).
- n :coefficient de Manning (n =0.014 béton).
- ic = 0.2% > 0.1% vérifiée la condition.

la profondeur normale :

Manning-Strickler :

$$Q = \frac{1}{n}.(b.hn).\left(\frac{b.hn}{b+2.hn}\right)^{\frac{2}{3}}.i^{0.5} \quad \text{V-10}$$

Avec ;

- Q: débit de projet en m3/s
- b : la largeur du chenal d'écoulement en m
- hn : la profondeur normale
- i :la pente du chenal (i =0.001m/m).

Le calcul de la profondeur a été fait par approximation hn = 1.7 m > 1.38 m

Donc : le régime d'écoulement au niveau du chenal est fluvial.

Hauteur du mur bajoyer :

$$Hmur = NPHE - NNR + R = 510.2 - 508.417 + 1.1 = 3\,m \quad \text{V-11}$$

e- Convergent :

Le convergent constitue un élément clé de l'évacuateur de crue. Il a pour rôle d'orienter et d'accélérer l'écoulement en réduisant progressivement la largeur de la section. Cette contraction permet une augmentation de la vitesse de l'eau, assurant ainsi une transition hydraulique fluide entre le régime fluvial, en sortie du chenal, et le régime torrentiel à l'entrée du coursier. Par le resserrement progressif des parois, le convergent guide efficacement le flux vers les zones de forte énergie en aval.

Largeur à l'entrée du coursier :

Il est essentiel de vérifier que l'angle de convergence respecte les conditions d'une transition hydraulique progressive et efficace vers le coursier. Cette transition doit éviter toute

séparation d'écoulement ou perte d'énergie excessive. Pour cela, l'angle d'ouverture du convergent doit satisfaire une relation spécifique, exprimée comme suit :

$$\frac{1}{3.Fr} > Tan\theta \qquad \text{V-12}$$

Avec ;

Fr est le nombre de fraude donnée par :

$$Fr = \frac{V}{(g.h)^{\frac{1}{2}}} \qquad \text{V-13}$$

$V_1 = \frac{Q}{s} = \frac{Q}{b.hn} = 2.88\ m/s$

D'ou ; $Fr1 = \frac{V}{(g.h)^{\frac{1}{2}}} = 0.7$

Alors ; $\frac{1}{3.Fr} = 0.46$

En prend ; $Tan\theta = 0.35 \rightarrow \theta = 19.3°$

Et on a ;

$$Tan\theta = \frac{1}{2.Fr1}.(\frac{b1}{b2} - 1) \qquad \text{V-14}$$

Avec ;

- b1 : Largeur initiale ,
- b2 : largeur finale .

b2 = 20 m

la longueur du convergent est donnée par (33) ;

$$L = 1.6.(b1 - b2) = 16\ m \qquad \text{V-15}$$

Profondeur critique à l'entrée du coursier :

$$hcr = \left(\frac{q^2}{g.b}\right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{152.035^2}{9.81.20^2}\right)^{\frac{1}{3}} = 1.81m \qquad \text{V-16}$$

V = 4.2 m/s

f- Le Coursier :

Le coursier joue un rôle essentiel en acheminant l'eau déversée vers l'aval du barrage, jusqu'à son point de restitution. Sa longueur et sa forme dépendent avant tout du type de barrage et de la topographie du site. En pratique, les coursiers à ciel ouvert avec une section

rectangulaire sont généralement conçus en ligne droite, car ils doivent canaliser des écoulements à surface libre de type torrentiel, souvent violents et difficiles à dévier.

profondeur normale :

La profondeur normale correspond à la hauteur d'eau dans un canal lorsque l'écoulement est uniforme, c'est-à-dire que la vitesse et la section restent constantes sur toute la longueur. Elle est déterminée à partir de la formule de l'écoulement uniforme, en particulier celle de Chézy ou de Manning :

$$Q = s.c.(R.i)^{0.5} \qquad \text{V-17}$$

Avec ;

- S : section du coursier S = b×hn
- I : pente du coursier
- C : coefficient de Chézy C = ($R^{1/6}$)/n
- R : rayon hydraulique

Paramètre de calcul a l'entré de coursier :

- La profondeur critique Hcr = 1.81 m
- Profondeur normale Hn = 0.66 m
- Larguer b = 20m
- Langueur L = 157.27 m
- La vitesse V = 4.2 m/s
- Coefficient de rugosité de Manning n =0.014

la ligne d'eau dans le coursier :

La détermination du profil de la surface libre dans un coursier peut se faire à l'aide de la méthode d'intégration indirecte, largement utilisée en hydraulique. Cette approche permet d'estimer la variation de la hauteur d'eau le long du coursier, en s'appuyant sur l'intégration d'une équation différentielle qui décrit l'évolution de la profondeur selon la distance parcourue.

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S0 - Sf}{(1 - Fr^2)} \qquad \text{V-18}$$

Où :

- y : profondeur d'eau à un point donné.
- x : est la distance le long du coursier.
- S0 : pente réelle du fond du coursier
- Sf : pente de l'énergie .
- Fr : nombre de Froude (indiquant le régime de l'écoulement)

Approximation de la pente de la ligne d'énergie (Sf) :

La pente de la ligne d'énergie Sf, également appelée pente de frottement, est généralement estimée à l'aide de la formule de Manning, selon l'expression suivante :

$$Sf = \frac{n^2.Q^2}{R^{\frac{4}{3}}.S^2} \quad \text{V-19}$$

- n : coefficient de rugosité de Manning
- Q : débit de l'écoulement (en m³/s)
- R : rayon hydraulique (m)
- S : aire de la section transversale du coursier (en m²)

Calcul étape par étape de la ligne d'eau :

Étape 1 : Choix d'une valeur initiale pour la hauteur d'eau yi
Le calcul débute en fixant une valeur de départ pour la hauteur d'eau à un point donné le long du coursier.

Étape 2 : Calcul des paramètres hydrauliques pour chaque segment
Pour chaque intervalle, les grandeurs suivantes sont déterminées :

Hauteur moyenne :

$$hmoy = \frac{yi+yi+1}{2} \quad \text{V-20}$$

Section mouillée moyenne :

$$Smoy = b \times hmoy \quad \text{V-21}$$

Périmètre mouillé moyen :

$$Pmoy = b + 2 \times hmoy \quad \text{V-22}$$

Rayon hydraulique moyen :

$$Rmoy = \frac{Smoy}{Pmoy} \quad \text{V-23}$$

À partir de ces valeurs, on calcule ensuite la pente de frottement Sf, ainsi que l'incrément de longueur Δx, en appliquant l'équation de la méthode d'intégration indirecte.

Étape 3 : Calcul cumulatif de Δx

Pour chaque itération, on détermine Δx puis on cumule les longueurs obtenues jusqu'à atteindre la longueur totale du coursier, soit 157.37 m dans ce cas.

Les résultats détaillés issus de cette méthode sont synthétisés dans le Tableau V-5 de calcul de la ligne d'eau.

Tableau V-5 : étape par étape de la ligne d'eau

y	ymoy	Smoy	Pmoy	Rmoy	Fr²	1-FR²	n²Q²/A²R^(4/3)	I0-G1	DELTAx	L
1.81										0
1.75	1.78	35.61	23.56	1.511	1.05	-0.05	0.002	0.048	-0.05	0.05
1.70	1.73	34.51	23.45	1.471	1.15	-0.15	0.002	0.048	-0.17	0.23
1.64	1.67	33.41	23.34	1.431	1.27	-0.27	0.003	0.047	-0.31	0.54
1.59	1.62	32.31	23.23	1.391	1.40	-0.40	0.003	0.047	-0.47	1.01
1.53	1.56	31.21	23.12	1.350	1.56	-0.56	0.003	0.047	-0.65	1.66
1.48	1.51	30.11	23.01	1.308	1.73	-0.73	0.004	0.046	-0.87	2.52
1.42	1.45	29.01	22.90	1.267	1.94	-0.94	0.004	0.046	-1.12	3.64
1.37	1.40	27.91	22.79	1.225	2.17	-1.17	0.004	0.046	-1.42	5.06
1.31	1.34	26.81	22.68	1.182	2.45	-1.45	0.005	0.045	-1.78	6.84
1.26	1.29	25.71	22.57	1.139	2.78	-1.78	0.006	0.044	-2.22	9.06
1.20	1.23	24.61	22.46	1.096	3.17	-2.17	0.007	0.043	-2.76	11.81
1.15	1.18	23.51	22.35	1.052	3.64	-2.64	0.008	0.042	-3.43	15.24
1.09	1.12	22.41	22.24	1.008	4.20	-3.20	0.009	0.041	-4.29	19.53
1.04	1.07	21.31	22.13	0.963	4.89	-3.89	0.011	0.039	-5.42	24.95
0.98	1.01	20.21	22.02	0.918	5.73	-4.73	0.012	0.038	-6.93	31.88
0.93	0.96	19.11	21.91	0.872	6.78	-5.78	0.015	0.035	-9.06	40.94
0.87	0.90	18.01	21.80	0.826	8.10	-7.10	0.018	0.032	-12.23	53.17
0.82	0.85	16.91	21.69	0.779	9.78	-8.78	0.022	0.028	-17.35	70.52
0.76	0.79	15.81	21.58	0.732	11.97	-10.97	0.028	0.022	-26.86	97.38
0.71	0.74	14.71	21.47	0.685	14.86	-13.86	0.035	0.015	-50.12	147.50
0.65	0.68	13.61	21.36	0.637	18.76	-17.76	0.045	0.005	-186.97	334.47

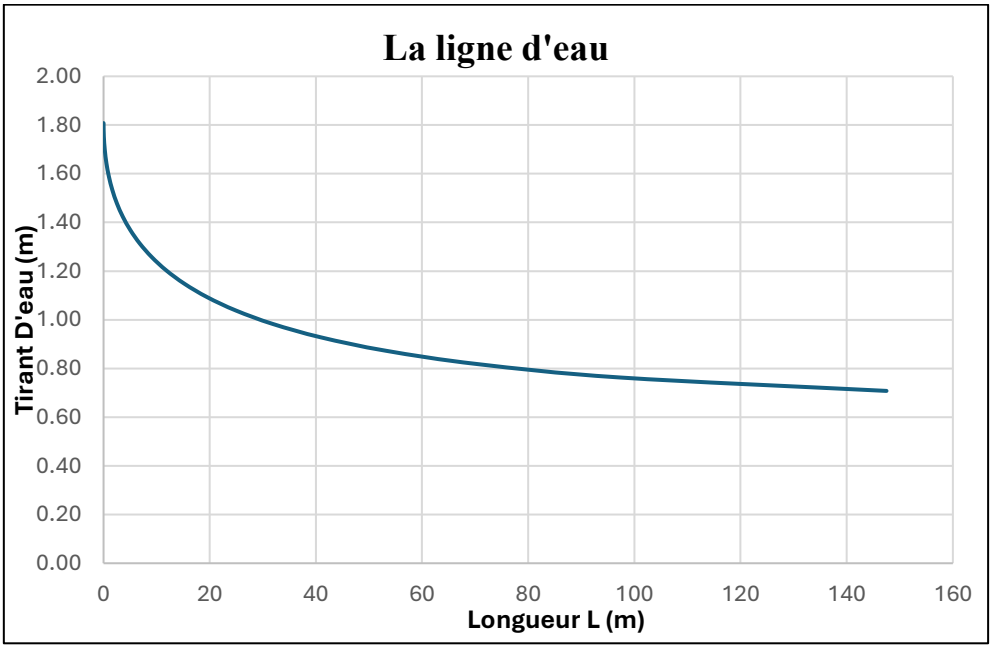


Figure V-3 : La ligne d'eau dans le coursier

sortie du coursier :

- La hauteur d'eau : h = 0.71 m
- La vitesse : V = 10.4 m/s
- Nombre de Froude : Fr = 3.88

Hauteur du mur :

$$Hm = h + R \qquad \text{V-24}$$

Ou ;

- h : hauteur de l'eau a l'entré
- R :la revanche donnée par ; R = 0.6+0.05×V×$h^{0.33}$

A l'entré

- R = 0.86 m
- Hm = 2.7 =3 m

La sortie

- R = 1.1 m
- Hm = 1.81=2m

V.2.3.3 Bassin de dissipation :

Lorsqu'un réservoir est exposé à des crues importantes, il doit être doté d'un dispositif de déversement capable d'évacuer sans risque les volumes d'eau excédentaires. L'eau qui s'écoule ainsi, guidée par un coursier jusqu'au pied de l'ouvrage, peut atteindre des vitesses très élevées. À ce régime, l'énergie cinétique du flot est telle qu'elle menace d'éroder le lit naturel de la rivière en aval.

Pour maîtriser cet écoulement, il est indispensable de dissiper l'énergie mécanique et de ramener la vitesse de l'eau à un niveau supportable par le lit fluvial. On recourt pour cela à des bassins d'amortissement, encore appelés dissipateurs d'énergie. Leur diversité est grande : leur géométrie et leur fonctionnement dépendent du type de barrage, du relief, de la géologie locale et des conditions hydrauliques pour lesquelles ils sont conçus.

Le U.S. Bureau of Reclamation a mené de nombreux essais sur ces dispositifs, publiés notamment dans l'ouvrage Design of Small Dams (34). Ces recherches montrent que l'efficacité du bassin et, en particulier, la formation du ressaut hydraulique dépendent directement du nombre de Froude de l'écoulement entrant.

Dans notre cas 2.5 < Fr = 3.88 < 4.5 on opte pour un bassin de dissipation type I qui présenté dans la Figure V-4 :

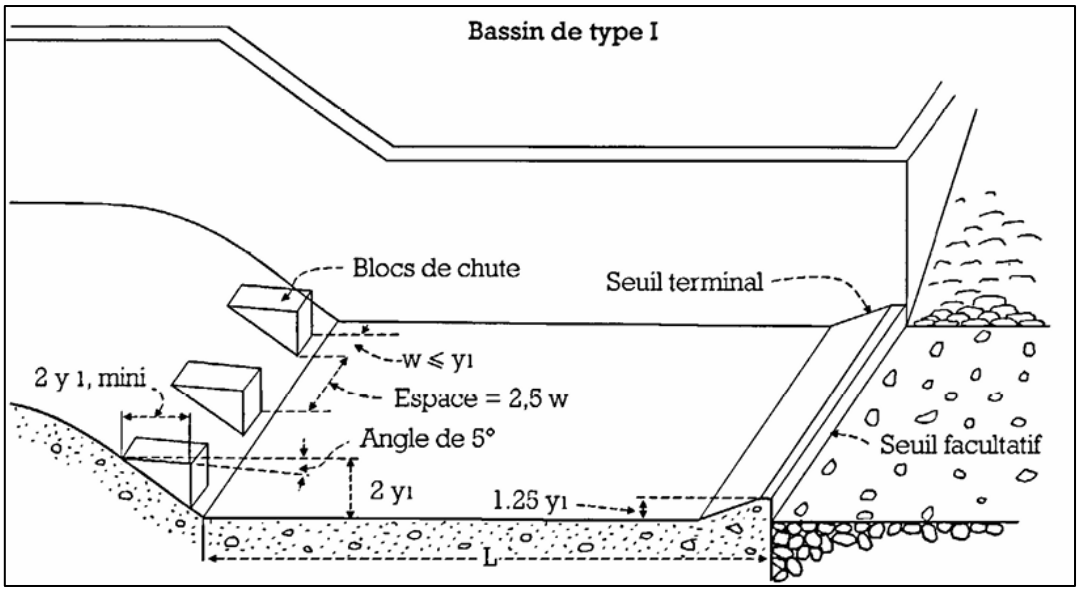


Figure V-4 : schéma du bassin a ressaut type I.

a- Caractéristiques du ressaut en fonction du nombre de Froude :

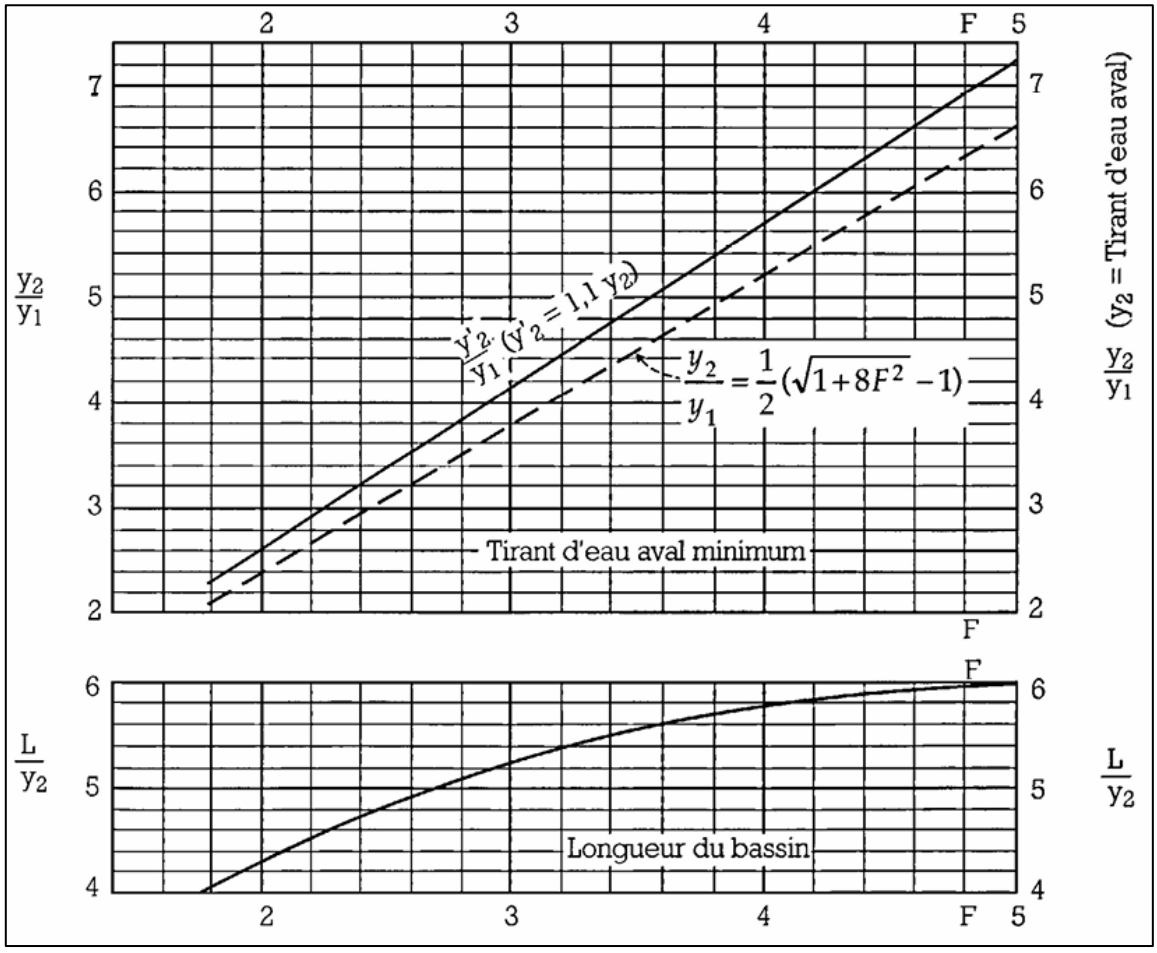


Figure V-5 : détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de Fraude compris entre 2,5 et 4,5

$$\frac{Y2}{Y1} = 0.5((1 + 8Fr^2)^{\frac{1}{2}} - 1) \quad \text{V-25}$$

- Y2 : hauteur d'eau après le ressaut en (m)
- Y1 : hauteur d'eau avant le ressaut en (m)

D'où Y2 = 3.20 m

La longueur du bassin est déterminée selon l'abaque :

$\frac{L}{Y2} = 5.7$→ L=18.24 m

Dimensionnement des bloc chute :

- **La hauteur des blocs :**
  Hb = 2Y1 = 1.45 m
- **La largeur des blocs :**
  Wb = Y1 = 0.7 m
- **Espacement entre deux blocs successifs :**
  Espace = 2.5 Wb = 1.75 m
- **La langueur des blocs :**
  Lb = 2Y1 = 1.42

Seuil terminal :

Hs = 1.25 Y1 = 0.9 m

Hauteur du mur :

- Hm = Y2 + R
- R = 1
- Hm = 4.20 m

V.3. Vidange de fond :

Il s'agit d'un ouvrage essentiel pour le bon fonctionnement et la sécurité d'une retenue. Son rôle est multiple :

- Assurer la vidange rapide de la retenue en cas d'incident majeur affectant les ouvrages principaux, afin de prévenir tout risque accru.
- Permettre la vidange de la tranche morte en fin de saison d'utilisation, notamment pour faciliter les opérations d'entretien de la retenue, comme le nettoyage des dépôts solides et l'inspection des structures en amont (prise d'eau, conduite de vidange, parement amont de la digue).
- Évacuer les crues pendant la phase de construction, notamment celles ayant une période de retour comprise entre 2 et 20 ans.

Dans les conceptions modernes, on privilégie généralement l'utilisation de pertuis de fond équipés de vannes à ouverture totale pour garantir une efficacité optimale.

Dans notre cas, l'ouvrage de vidange comprend un orifice situé à l'amont, relié à une conduite de 71.4 mètres de long présentant une pente de 3.3%. Pour renforcer la sécurité, deux vannes sont installées en série à l'entrée de la galerie : la première, une vanne de garde (ou batardeau), assure une fermeture de sécurité, tandis que la seconde, une vanne de régulation, permet de contrôler précisément le débit évacué.

V.3.1. Temps de vidange :

Le critère le plus important pour dimensionner la vidange de fond d'un barrage, c'est le temps nécessaire pour vider la retenue. Ce délai ne doit pas être trop long, surtout en cas d'urgence ou lorsqu'il faut effectuer des travaux d'entretien.

En pratique, comme le débit reste globalement constant entre l'entrée et la sortie de la conduite, le niveau d'eau baisse progressivement au fil du temps. Cette baisse ne se fait pas de manière linéaire, car le débit dépend de la hauteur d'eau restante dans la retenue. L'évolution du niveau peut être décrite à l'aide d'une formule qui prend en compte cette variation continue du volume.

$$Q = S.\frac{dh}{dt} \qquad \text{V-26}$$

Ou ;

$$Q.dt = \mu.A.(2gH)^{0.5}.dt = -S.dh \qquad \text{V-27}$$

Avec ;

$$\mu = \frac{1}{\left(1 + \sum\xi_t + \left(\frac{\lambda L}{D}\right)\right)^{0.5}} \qquad \text{V-28}$$

- Q : débit volumétrique (m3/s)
- A : surface de la section transversal conduite en m^2.
- μ : module de débit.
- λ : coefficient de darcy Weissbach en peut calculer par la formule de Sevelev λ=0.021/D^(1/3) .
- ε_t : la somme des pertes charge singulier et linéaire.
- D : diamètre de la conduite en mm.
- L : longueur de la conduite en m .
- S : surface du plan d'eau obtenu par la courbe surface hauteur.

intégrant l'équation (V-27) :

$$\int_0^T \mu.A.(2gh)^{0.5}.dt = \int_{Hm}^{HM} S.dh \qquad \text{V-29}$$

$$T = \int_0^{7.53} \left(\frac{4}{\pi.D^2}.\left(1 + \sum\xi_t + \left(\frac{\lambda L}{D}\right)\right)^{0.5}.\frac{(317.887h^2 + 429.575h + -625.027)}{(2gh)^{0.5}}\right).dh \qquad \text{V-30}$$

- Coefficient Pertes de charge à l'entrée ξe = 0,52.
- Coefficient Pertes de charge dans les deux vannes ξ vanne= 0,20.
- Coefficient Pertes de charge au niveau des grilles = 0,23.
- Kl : Coefficient Pertes de charge linéaire = $2gL/(K^2R^{4/3})$ =0.97 avec K~85 pour l'acier

$$\mu = \frac{1}{\left(1+\sum\varepsilon_t+\left(\frac{\lambda L}{D}\right)\right)^{0.5}} = 0.35 \quad \text{Pour D = 400m}$$

Tableau V-6 : Calcul temps de vidange .

Cote du niveau	H (m)	Q (m3/s)	Qmoy (m3/s)	V (m3)	V sortant	T (s)
508.417	7.53	0.5344885	-	198573.4192	-	-
507.417	6.53	0.497719	0.516103749	152991.5975	45581.8217	91581.4387
506.417	5.53	0.45800703	0.477863012	114725.3309	38266.2666	83549.5184
505.417	4.53	0.41450775	0.43625739	83318.71	31406.6209	75768.4766
504.417	3.53	0.36587281	0.390190283	58011.5582	25307.1518	69169.2602
503.417	2.53	0.30969203	0.337782422	38026.6804	19984.8778	64531.4563
502.417	1.53	0.24073926	0.275215648	22835.3778	15191.3026	63102.721
501.417	0.53	0.14142713	0.191083195	12270.6068	10564.771	74701.1642
501.09	0.20	0.08712492	0.114276025	9447.1482	2823.4586	32407.014
						554811.049
						6.42

On trouve T = 6.42 jours avec D = 400 mm .

V.3.2. Bassin d'amortissement :

La détermination de la forme conjuguée de la hauteur du courant derrière la chambre des vannes est réduite au calcul successif de hc (la profondeur du flux dans la section comprimée) et de h2 (la seconde profondeur conjuguée).

Ensuite en comparant h2 < ou > que "h canal « (canal de sortie) ; on détermine la forme d'immersion du saut hydraulique.

La valeur de la profondeur normale des eaux (h canal) est déterminée par le calcul de l'équation du mouvement uniforme du flux à ciel ouvert ou sur la base des données d'observations hydrométriques.

La profondeur comprimée (hc) peut être déterminée par la méthode de rapprochements successifs de la manière suivante:

$$h_{comprimée} = q / \varphi \left(2g\,(P + H0 - hc)\right)^{\frac{1}{2}} \qquad \text{V-31}$$

où:

- φ= 0.85 à 0.95, coefficient de vitesse.

- P = chute ou différence de niveau depuis la sortie de la conduite jusqu'au fond du bassin amortissant (hauteur de pelle).
- H0 = charge hydraulique à la sortie de la conduite en tenant compte de la charge de la vitesse
- (α.Vt^2 / 2g) ; H0 = Ø + α .Vt^2 / 2g
- Vt = vitesse du flux dans la conduite
- Ø = diamètre de la conduite
- g = accélération de la gravité
- q = débit spécifique, Q/b
- b = largeur du bassin d'amortissement, 2.75 Ø
- Q = débit de projet.

Le calcul de hc:

On commence par hc = 0, déterminée consécutivement.

$h'c = q / \varphi (2g (P + H_0))^{1/2}$

$h''c = q / \varphi (2g (P + H_0 - h'c))^{1/2}$

$h'''c = q / \varphi (2g (P + H_0 - h''c))^{1/2}$

En général, le second rapprochement donne déjà des résultats pratiquement acceptables. Le calcul final d'un bassin amortissant est réduit à la détermination de la profondeur dans celui-ci (d) et de sa longueur (Lp).

La profondeur de l'eau dans le bassin d'amortissant est :

$$h''c = \sigma.h2 = d + hcanal + \nabla Z \qquad \text{V-32}$$

où:

σ =1.05 à 1.10, coefficient de sécurité pour l'immersion.

$$\nabla Z = \alpha . q^2 /2g.\varphi^2 . h^2 canal - \alpha.q^2 /2g.\left(h''2 \right)^2 \qquad \text{V-33}$$

Finalement: $d = \sigma . h_2 - h_{canal} - \nabla Z$

$$h_2 = hc / 2 \left[(1 + 8 . q^2 / g . hc^3)^{\frac{1}{2}} - 1\right]$$

La profondeur du canal de sortie (h_{canal}) pour une vitesse 1 m/s et une pente m = 1.5 sont déterminées:

$$h_{canal} = \left[(b^2 + 6\,Q)^{\frac{1}{2}} - b)\right]/3 \qquad \text{V-34}$$

La longueur du bassin d'amortissement est déterminée comme suit:

Lp = (0.8 à 1.0) Ls

Où :

Ls = Longueur du saut hydraulique

Ls = (4 à 5) (h_2 – hc)

Application numérique:

Données: Q = 0.53 m^3/s et Ø =400 mm

B = 2.75 Ø = 2.75. 0.4 = **1.1 m**

V_t =Q/W =0.35/(π. $Ø^2$ / 4) = 0.53 / (3,14.0,4^2 / 4) = **4.22 (m / s)**

H_0 = Ø +α .Vt^2 /2g = 0.4 + (1,1. 4,22^2)/ (2.9, 81) =**1.4 m**

P = Ø = 0.4m , q = Q / b =0.53 / 1.1 = 0.48 $m^3/s/ml$

$h_c = 0 \rightarrow$ h'c

$h'_c = q /\varphi . (2g (P + H_0))^{1/2}$ =0.48 / 0.95 (2 .9.81 (0.4 + 1.4))$^{1/2}$ = 0.085 m

$h''_c = q / \varphi.(2g.(P+H_0-h'_c))^{1/2}$ = 0.42/0.95.(2.9.81(0.3+1.36– 0.077))$^{1/2}$ = 0.087 m

h'''_c = 0.087 m

$$h_2 = hc / 2 \left[(1 + 8 . q^2 / g . hc^3)^{\frac{1}{2}} - 1\right]$$

h_2=0.087/ 2 $\left[(1 + 8 . 0,48^2/9,81 .0,087^3)^{\frac{1}{2}} - 1)\right]$ =**0.88 m**

h''_2 =σ . h_2 = (1.05 à 1.1).0.22 = **1 m**

ΔZ =α .q^2 /2g.φ^2 .h^2_{canal} – (α .q^2 / 2g.(h''_2)^2)

$$\boldsymbol{h_{canal}} = \frac{\left[\left(b^2 + 6\ Q)^{\frac{1}{2}} - b\right)\right]}{3} = \frac{\left[\left(1.1^2 + 6.0{,}53\ )^{\frac{1}{2}} - 1.1\right)\right]}{3} = \mathbf{0.33}\ \boldsymbol{m}$$

ΔZ = (1,1.0,48^2 / 2.9,81.0,95^2 .0,22^2)-(1,1.0,48^2 / 2.9,81.1^2)= **0.15 m**

d =σ . h_2 – h_{canal} - ΔZ = 1 - 0.33 – 0.15 = **0.52 m**

d>0, on doit rehausser le lit (mettre un seuil ou une contre-marche)

Bcontre-marche=(0.5a1.0)×h″2 = **0.5m**

Hcontre-marche= 0.52 m

La langueur de bassin de dissipation :

Lp = 5.1.(0.88-0.087) = **4 m**

Canale de fuite :

hn = 0.33 m > hc = 0.28 m

i=0.288% < ic = 0.491%

b = 1.1 m l'écoulement est fluvial .

mur :

R = 0.63 m , h = 0.33 m

Hmur = 1 m avec m=1.5

V.4. Prise d'eau:

Cet ouvrage a pour objectif principal de fournir un débit régulier à l'aval, tout en garantissant une qualité d'eau conforme à son usage final**.**

Pour la retenue collinaire Chehama la fonction de prise d'eau est assurée par un seul et unique ouvrage avec là de vidange de fond (conduite en charge).

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est déterminé en fonction de plusieurs paramètres clés : la demande maximale en aval, la durée quotidienne de fonctionnement de la vanne, ainsi que la charge minimale disponible au niveau de la prise.

Dans notre cas, la période de consommation maximale correspond au mois de juillet, avec un volume total estimé à V_{max} = 59460 m³.

En supposant que la distribution s'effectue uniformément sur 31 jours, et que la vanne de prise reste ouverte 6 heures par jour, on peut alors estimer le débit maximal nécessaire comme suit :

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} = \frac{59460}{31 \,.\, 6 \,.\, 3600} = 0.089\ m^3/s \qquad \text{V-35}$$

$$Q = \mu . A . (2gH)^{0.5} \qquad \text{V-36}$$

Avec ;

- μ : coefficient de débit μ=0,3.
- A : section de la conduite en m2.
- H: Charge d'eau correspondante à la prise la plus basse H=3.9 m.

D = 0.207 Donc on prend un diamètre D = 200 mm

N.B :

Afin de simplifier la conception, la vidange de fond et la prise d'eau ont été réunies dans une seule conduite principale de diamètre 400 mm . Une dérivation de 200 mm a été prévue en aval de cette conduite pour assurer la prise d'eau.

V.5. Dérivation provisoire :

Le dimensionnement d'une dérivation provisoire (ou dérivation temporaire) au niveau d'un oued lors de la construction d'un barrage est une étape importante pour assurer la sécurité du chantier et éviter d'interrompre les travaux lors des périodes de crue.

On a; i=0.01, Q_{10ans}=86.32 m3/s, b=6m, n=0.03 m=1.5

La valeur du coefficient de Manning utilisée pour le dimensionnement du canal provisoire est **n = 0.03**, en accord avec (*Open-Channel Hydraulics* – **Ven Te Chow**, 1959)

Tableau V-7 : Valeurs typiques du coefficient de Manning pour des canaux en terre naturelle (d'après Ven Te Chow, 1959)

Type de canal	**Valeur typique de n**
Terre nue, légèrement irrégulière	0.022 – 0.030
Terre avec herbes ou végétation faible	0.030 – 0.040
Canal en terre grossièrement creusé	0.035 – 0.050

Avec la formule de Manning ci-dessous pour un canal trapézoïdal on trouve :

$$Q = \frac{1}{n}.(h.(b+mh)).\left(\frac{(h.(b+mh))}{b+2.hn\sqrt{1+1.5^2}}\right)^{\frac{2}{3}}.i^{0.5} \qquad \text{V-37}$$

Par approximation : h=2.2m

Donc les dimensions de canal de dérivation provisoire sont :

b=6 m , h=2.2m , m=1.5 et i=1%

avec une vitesse v=4.22 m/s

Les vitesses admissibles ont été comparées aux limites recommandées par la FAO (Food and Agriculture Organization of the United Nations, 1977) et par le USDA-NRCS (United States Department of Agriculture – Natural Resources Conservation Service, 2001). Ces références indiquent que les canaux en terre nue ne doivent pas dépasser 1.5 à 2.0 m/s, au-delà desquelles l'érosion devient significative.

Il est donc nécessaire de prévoir une protection adéquate, telle qu'un géotextile recouvert d'enrochement (n=0.03), pour garantir la résistance hydraulique du canal.

Selon le guide de référence USDA – NRCS (2001), Engineering Field Handbook, Chapter 7: Hydraulics, les vitesses maximales admissibles dans les canaux protégés par géotextile dépendent du matériau de recouvrement :

Tableau V-8 : Vitesses admissibles dans un canal protégé selon le type de revêtement (USDA–NRCS, 2001)

Type de protection	Vitesse admissible (m/s)
Géotextile seul	1.5 – 2.5 m/s
Géotextile + gravier	2.5 – 3.5 m/s
Géotextile + enrochement	4.5 – 6.0 m/s

Afin de déterminer la longueur et le tracé optimal du canal de dérivation provisoire, une analyse visuelle du terrain a été réalisée à l'aide de l'outil Google Earth. L'image ci-dessous illustre la trajectoire du canal en rive droite, permettant de contourner la zone de travaux tout en suivant la topographie naturelle.

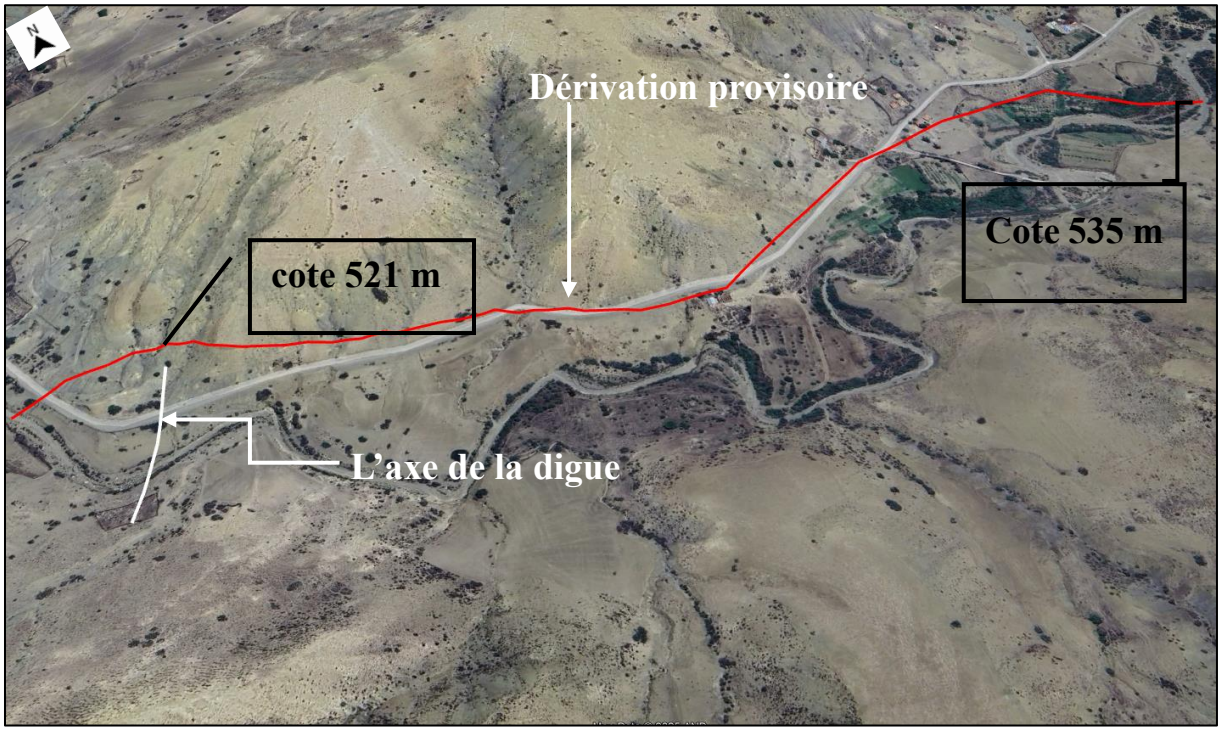


Figure V-6 : Trajectoire du canal de dérivation provisoire sur Google Earth (rive droite du la retenue)

D'après les mesures effectuées sur Google Earth, la longueur du canal de dérivation est estimée à L = 1.4 km.

Le canal débute à la cote 535 m et Passe à côté le barrage avec une cote 521 m, ce qui correspond à un dénivelé total de 14 mètres, soit une pente moyenne de 1 %, suffisante pour assurer l'écoulement gravitaire du débit de crue chantier.

V.6. Conclusion :

Les ouvrages annexes, notamment l'évacuateur de crue, la prise d'eau, la vidange de fond et le canal de dérivation provisoire, sont essentiels pour assurer la sécurité et le bon fonctionnement du barrage, tant en phase de construction qu'en phase d'exploitation.

Le canal de dérivation, implanté en rive droite, permet de contourner la zone de la digue durant les travaux. Il a été dimensionné pour écouler un débit de crue chantier estimé à 86.32 m^3/s, avec une pente moyenne de 1 % sur une longueur de 1.4 km, assurant ainsi un écoulement gravitaire sans surcharge.

L'évacuateur de crue, de type latéral à entonnement frontal, associé à un profil WES et un bassin de dissipation de type I, assure une évacuation sécurisée des crues extrêmes tout en limitant les phénomènes d'érosion en aval.

La prise d'eau et la vidange de fond, combinées dans une conduite unique de 400 mm de diamètre, répondent aux besoins de gestion de la retenue, dont la capacité est inférieure à un million de mètres cubes, tout en facilitant l'entretien et l'exploitation.

Dans le chapitre suivant, nous aborderons l'organisation du chantier, en détaillant les moyens humains et matériels mobilisés, ainsi que les différentes étapes de réalisation des ouvrages projetés.

Chapitre VI : Organisation générale du chantier

VI.1. Introduction:

L'organisation d'un chantier constitue l'ensemble des mesures mises en place afin d'assurer la réalisation d'un projet dans des conditions optimales. Elle consiste à planifier et à coordonner les ressources humaines, matérielles et financières nécessaires à l'exécution de l'ouvrage, tout en respectant les exigences générales définies par le maître d'ouvrage. Ces exigences portent essentiellement sur trois axes fondamentaux : la rapidité d'exécution, la maîtrise des coûts, et la qualité des travaux réalisés.

VI.2. Dispositif général d'organisation du chantier:

Quelle que soit sa taille, une entreprise a tout intérêt à tirer le meilleur parti de son personnel et de ses équipements. Chaque chantier demande une organisation bien pensée, issue d'une réflexion en amont. Celle-ci doit s'adapter au volume des travaux, aux délais impartis et aux conditions spécifiques du terrain. Une telle organisation permet notamment de définir :

- L'ordre de réalisation et la répartition des différentes tâches ;
- Les installations nécessaires sur le site, avec leur emplacement et les ressources indispensables pour garantir une bonne exécution ;
- Les étapes concrètes de mise en œuvre du projet ;
- Les moyens logistiques et de transport à prévoir pour assurer un approvisionnement régulier et le bon déroulement du chantier ;
- Un programme d'exécution clair, qui fixe les durées de chaque tâche selon l'ampleur de l'ouvrage et les ressources disponibles.

VI.3. Séquencement et répartition des interventions:

La réalisation des travaux sur un chantier de barrage demande une planification rigoureuse afin d'assurer une progression ordonnée et efficace. Le déroulement des opérations suit généralement les étapes suivantes:

- Création d'un accès routier adapté, afin de faciliter l'acheminement des matériaux et équipements. Cette voie d'accès doit être suffisamment large et résistante pour permettre la circulation des engins lourds en toute sécurité ;
- Mise en place des installations de chantier, comprenant les équipements techniques, les structures temporaires destinées au personnel (bureaux, logements, sanitaires), ainsi que les infrastructures de base comme les voies internes et les zones de stockage ;
- Réalisation des travaux préparatoires, incluant le nettoyage, le terrassement, et l'aménagement général du site pour accueillir les différentes phases de construction ;
- Construction de la prise d'eau et du système de vidange, éléments essentiels pour la régulation et la gestion du futur plan d'eau ;
- Édification de la digue principale, accompagnée de la mise en place de l'évacuateur de crue, destiné à évacuer les excès d'eau en période de fortes pluies ;
- Remplissage progressif du réservoir, une fois les travaux achevés et les installations sécurisées, marquant la mise en service du barrage.

Avant d'entamer les travaux principaux, il est essentiel de procéder à une série de préparatifs et d'installations. Ces étapes préliminaires permettent de mettre en place les conditions nécessaires au bon déroulement du chantier et d'assurer un démarrage efficace des opérations.

VI.3.1. Préparation des emprises et aires de stockage:

Pour limiter les coûts liés au transport, il est recommandé de choisir un terrain suffisamment vaste à proximité immédiate du chantier, notamment autour de la prise d'eau. Cet espace doit permettre d'aménager les zones de stockage des matériaux, les voies de circulation pour les engins, ainsi que les emplacements nécessaires à l'installation progressive des équipements et des postes de travail. Les aires de stockage doivent être adaptées à la nature des matériaux : des zones couvertes seront réservées aux matériaux sensibles à l'humidité, comme le ciment, tandis que les agrégats pourront être entreposés à l'air libre.

VI.3.2. Mise en place des installations temporaires (base-vie):

Pour garantir de bonnes conditions de travail et maintenir la productivité du personnel, il est indispensable de prévoir des installations adaptées sur le chantier. Ces aménagements doivent répondre aux besoins quotidiens des équipes, tout en respectant les normes d'hygiène, de sécurité et de confort. Ils comprennent notamment :

- Des dortoirs, conçus comme des logements temporaires, confortables et fonctionnels, permettant au personnel de se reposer dans de bonnes conditions ;
- Des vestiaires et réfectoires, offrant des espaces pour se changer, se restaurer et se détendre, avec des équipements conformes aux exigences sanitaires ;
- Des installations sanitaires, incluant douches, toilettes et points d'eau, indispensables pour l'hygiène quotidienne sur le chantier ;
- Des bureaux de chantier, servant de lieux de coordination pour la gestion administrative, technique et logistique du projet ;
- Un atelier de maintenance, permettant de réaliser l'entretien courant et les réparations urgentes des engins. Même si les réparations lourdes se font généralement en dehors du site, une structure de base bien équipée reste nécessaire ;
- Des installations de préfabrication, telles que des hangars aménagés pour fabriquer sur place certains éléments du barrage (poutres, dalles, structures métalliques ou en béton), ce qui optimise les délais et les coûts.

VI.4. Nature et déroulement des travaux à réaliser:

Voici les principales catégories de travaux :

a- Travaux de Décapage :

Cette phase de préparation vise à décaper une certaine épaisseur du sol en place, notamment les couches de terre impropres à servir de fondations. Il s'agit principalement d'enlever la terre végétale en surface, ainsi que, si nécessaire, les terrains tourbeux ou instables.

Cette étape concerne également l'aménagement des zones d'emprunt, qui serviront à fournir les matériaux nécessaires à la construction.

b- Travaux préalables aux terrassements :

Cette étape correspond aux travaux de terrassement, qui consistent à déplacer de grandes quantités de terre et de roche afin de façonner le terrain conformément aux exigences du projet. Elle inclut à la fois les déblais (enlèvement de matériaux) et les remblais (apport et mise en place de matériaux). Pour ces opérations, on fait appel à différents engins spécialisés, tels que les pelles mécaniques, bulldozers et scrapers.

c- Travaux et ouvrages provisoire d'écoulement des eaux :

Les ouvrages provisoires destinés à l'écoulement des eaux pendant la construction d'un barrage jouent un rôle crucial dans la sécurité et la bonne avancée du chantier. Leur objectif est de capter, contrôler ou dévier les eaux – qu'elles proviennent de la surface ou du sous-sol – afin de maintenir les zones de travail au sec et d'assurer la stabilité du terrain tout au long des travaux.

d- Travaux de compactage :

Il a pour objectif de compacter les matériaux de remblai afin d'augmenter leur densité, de limiter leur perméabilité à l'eau, et de renforcer leur résistance mécanique, en utilisant des procédés de compactage appropriés.

e- Autres travaux :

- Travaux de bétonnage
- Construction du tapis drainant
- Travaux pour les revêtements

VI.5. Ressources mobilisées pour les travaux :

La réalisation d'un barrage mobilise à la fois des ressources humaines qualifiées et des équipements adaptés. Une bonne planification de ces moyens est indispensable pour assurer le bon déroulement du chantier, tout en garantissant la qualité et l'efficacité des travaux.

VI.5.1. Ressources Humains :

Le bon déroulement du chantier repose sur la mobilisation d'une équipe qualifiée, composée d'ingénieurs, de techniciens et d'ouvriers spécialisés. Chaque intervenant doit maîtriser les compétences nécessaires à la réalisation des tâches qui lui sont confiées. Les études préparatoires ainsi que le suivi de l'exécution doivent être assurés par des professionnels expérimentés, capables de garantir la conformité des travaux aux exigences techniques du projet.

VI.5.2. Ressources matérielles :

Dans la construction d'un barrage, les moyens matériels occupent une place essentielle pour garantir la qualité et la performance des travaux. Ils regroupent un large éventail

d'équipements et de machines, utilisés tout au long du chantier : depuis les phases de préparation du terrain jusqu'aux étapes finales de réalisation. Le choix et la bonne gestion de ces matériels sont déterminants pour le respect des délais et des exigences techniques du projet.

a- Engins de terrassement

Les engins de terrassement jouent un rôle fondamental dans les premières phases du chantier, notamment pour le modelage du terrain. Parmi les équipements les plus couramment utilisés, on trouve :

- **Les pelles mécaniques hydrauliques** : elles sont essentielles pour l'excavation des tranchées, des fossés ou des zones de fondation. Grâce à leur grande capacité de creusement, elles permettent également de déplacer des volumes importants de terre avec précision ;
- **Les bulldozers** : ces machines puissantes sont utilisées pour les travaux de déblaiement et de nivellement. Leur lame frontale permet de pousser et d'étaler efficacement la terre, ce qui facilite la préparation du terrain avant les opérations de compactage.

Autres engins et équipements de chantier

Pour mener à bien les différentes phases de construction d'un barrage, plusieurs catégories d'équipements sont mobilisées. Leur choix dépend du type de travaux à réaliser, des caractéristiques du terrain et des exigences techniques du projet.

• Chargeurs (à pneus ou à chenilles)

Ces engins sont utilisés pour charger, transporter et décharger divers matériaux. Leur grande maniabilité en fait des équipements polyvalents, aussi bien pour les travaux de terrassement que pour l'alimentation des zones de stockage.

• Décapeuses (ou scrapers)

Ces machines servent à racler la surface du sol, collecter les matériaux et les transporter sur de courtes distances. Elles sont particulièrement efficaces sur les terrains plats et peu encombrés.

b- Engins de compactage

Le compactage est une étape clé dans la stabilité et la durabilité des remblais. Plusieurs types de compacteurs sont utilisés en fonction de la nature du sol :

- **Compacteurs à rouleaux lisses** : destinés au compactage des couches superficielles composées de matériaux cohérents.
- **Compacteurs à pied dameur (ou à pied de mouton)** : adaptés aux sols argileux, ces engins pénètrent en profondeur pour assurer un compactage efficace des couches inférieures.
- **Compacteurs à rouleaux vibrants** : idéals pour les matériaux granuleux comme le sable et le gravier, ils utilisent la vibration pour améliorer la densification.

- **Compacteurs à pneus** : souvent utilisés sur des sols mixtes, ils permettent un compactage homogène des couches intermédiaires grâce à la répartition progressive de la charge.

c- Équipements de levage

- **Grues** : elles sont indispensables pour le levage et la mise en place d'éléments lourds, comme les blocs de béton, les tuyaux, ou les structures préfabriquées. Leur utilisation est cruciale dans les phases de montage et d'assemblage.

d- Matériel de bétonnage

- **Centrales à béton** : installées directement sur le chantier, elles assurent une production continue et contrôlée de béton frais, en particulier pour les structures techniques comme l'évacuateur de crue. Leur présence permet d'optimiser les délais et la qualité du béton mis en œuvre.

VI.6. Plan d'exécution des travaux (planning prévisionnel) :

L'élaboration d'un planning efficace repose sur une approche méthodique et bien structurée. Plusieurs méthodes peuvent être utilisées, mais la clé de la réussite réside dans la rigueur de sa conception et dans la clarté de sa présentation. Un planning bien présenté – lisible, compréhensible et facile à exploiter – permet un suivi précis de l'avancement des travaux. Il facilite également la détection rapide des écarts éventuels et la mise en place de mesures correctives en temps opportun, ce qui est essentiel pour maintenir le chantier dans les délais.

VI.6.1. Principes de planification d'un projet de construction :

La planification consiste à organiser et à préparer techniquement les travaux, en établissant un programme d'avancement structuré, découpé en tranches selon des quantités précises réparties dans le temps. Elle repose sur une prévision rigoureuse des tâches à réaliser et s'exprime généralement à travers des représentations graphiques – communément appelées "plannings" – qui précisent les dates de début et de fin de chaque activité.

Au-delà de leur fonction de suivi, ces plannings jouent également un rôle central dans la communication entre les différents intervenants du projet. Ils facilitent la coordination, permettent une meilleure gestion des interfaces entre les corps de métier, et offrent au chef de projet une base solide pour la prise de décision tout au long du chantier.

VI.6.2. Démarche de planification des activités :

La planification d'un projet passe par plusieurs étapes essentielles, permettant de structurer le déroulement des travaux de manière cohérente et maîtrisée :

- **Collecte des informations**

Cette première phase consiste à rassembler toutes les données indispensables à la planification : plans d'architecture, cahier des charges, normes techniques, spécifications des matériaux, ainsi que leurs coûts estimatifs. Ces informations servent de base à l'ensemble du processus.

- **Décomposition du projet**

Une fois les données collectées, le projet est découpé en opérations ou tâches distinctes. Cette décomposition peut se faire selon les éléments de construction (fondations, superstructure, équipements, etc.) ou en fonction des ressources nécessaires (main-d'œuvre, matériel, matériaux).

- **Définition des relations entre les opérations**

Chaque opération est ensuite positionnée dans le temps en fonction de sa logique d'exécution. On distingue généralement des relations logiques (ordre technique à respecter) et des relations préférentielles (ordre optimisé pour une meilleure organisation).

- **Attribution des durées**

Enfin, chaque tâche se voit attribuer une durée estimée, correspondant au temps nécessaire à sa réalisation. Ces durées tiennent compte des moyens humains et matériels prévus, ainsi que des conditions spécifiques du chantier.

VI.6.3. Les modes de représentation de la planification :

Deux principales méthodes sont couramment utilisées pour planifier un projet :

- **La méthode par réseaux**

Cette approche repose sur l'utilisation de diagrammes en réseau pour représenter les différentes tâches du projet ainsi que leurs interdépendances. Elle permet de visualiser l'enchaînement logique des opérations, d'identifier le chemin critique (c'est-à-dire la séquence des tâches déterminant la durée totale du projet), et de repérer les marges de manœuvre disponibles pour certaines activités.

- **La méthode graphique (ou chronologique)**

Elle utilise des représentations visuelles, telles que les diagrammes de Gantt, pour positionner les tâches sur une ligne de temps. Cette méthode offre une lecture simple et intuitive du déroulement des activités, de leurs durées respectives, de leurs éventuels chevauchements, ainsi que des délais associés à chacune.

VI.6.3.1 Méthode basée sur les réseaux :

Dans cette méthode, deux types de représentations graphiques sont généralement utilisés : le réseau à nœuds et le réseau à flèches.

Les deux types de représentation dans la planification par réseau :

a- Réseau à Nœuds (Activity on Node – AON)

Dans ce type de représentation, chaque nœud correspond à une activité ou une tâche précise du projet.

- Les flèches représentent les dépendances entre les activités, c'est-à-dire l'ordre dans lequel elles doivent être exécutées.
- Une flèche indique, par exemple, qu'une activité doit être achevée avant que la suivante ne puisse commencer.

Ce modèle est largement utilisé, notamment dans la méthode du chemin critique (CPM), car il permet une lecture directe des tâches planifiées.

b- Réseau à Flèches (Activity on Arrow – AOA)

Ici, l'approche est inversée : ce sont les flèches qui représentent les activités, tandis que les nœuds marquent les événements, c'est-à-dire les points de départ ou de fin d'une tâche.

- Chaque flèche correspond à une opération spécifique.
- Les nœuds, quant à eux, symbolisent les jalons clés du projet (début ou fin d'une activité).

VI.6.3.2 Etape pour construire un réseau :

Étapes de construction d'un planning par la méthode des réseaux :

a- Identification des activités

La première étape consiste à décomposer le projet en tâches distinctes, suffisamment précises pour être gérées individuellement.

- Liste des tâches : Chaque activité est isolée et listée de manière claire.
- Estimation des durées : Une durée prévisionnelle est attribuée à chaque tâche, en fonction des moyens disponibles et des conditions du chantier.

b- Détermination des dépendances entre les tâches

Une fois les tâches identifiées, il est essentiel d'établir les liens logiques entre elles, en déterminant dans quel ordre elles doivent être exécutées.

- Relations logiques : Certaines tâches ne peuvent démarrer qu'après la fin d'autres (dépendance de type « fin à début »), tandis que d'autres peuvent être exécutées en parallèle.
- Principaux types de dépendances:
    - Fin à Début (Finish to Start – FS) : la tâche B ne peut commencer qu'après l'achèvement de la tâche A. (la plus courante)
    - Début à Début (Start to Start – SS) : la tâche B peut commencer dès que la tâche A est entamée.
    - Fin à Fin (Finish to Finish – FF) : la tâche B ne peut se terminer qu'en même temps ou après la fin de la tâche A.
    - Début à Fin (Start to Finish – SF) : la tâche B ne peut se terminer qu'après le début de la tâche A. (cas rare, utilisé dans des situations particulières)

c- Construction du réseau (méthode à nœuds)

Une fois les tâches et leurs relations établies, on procède à la création du réseau logique :

- **Création des nœuds** : chaque tâche est représentée par un nœud (boîte ou cercle).
- **Connexion des nœuds par des flèches** : les flèches illustrent les liens de dépendance, allant de la tâche prédécesseur vers la tâche suivante.

- **Inscription des durées** : les durées estimées sont indiquées dans chaque nœud, afin de permettre les calculs de délais et d'identification du chemin critique.

d- Identification du chemin critique

Le chemin critique correspond à la séquence des tâches qui déterminent la durée totale du projet. Aucune marge n'est possible sur ces tâches : tout retard dans leur exécution entraînera automatiquement un retard du projet global.

Cette analyse permet de :

- Cibler les activités prioritaires à suivre de près ;
- Optimiser les ressources sur les tâches critiques ;
- Ajuster le planning si nécessaire en cas de contraintes.

VI.6.3.3 Méthode du chemin critique :

La méthode du chemin critique (CPM – *Critical Path Method*) permet d'identifier les tâches qui doivent impérativement être achevées dans les délais pour ne pas compromettre l'ensemble du projet. Elle met en évidence les activités critiques, c'est-à-dire celles qui n'ont aucune marge de retard possible, et aide ainsi à structurer le suivi du planning de manière stratégique.

Avantages de la méthode CPM :

- **Visibilité accrue** : Elle offre une vue claire sur les tâches essentielles du projet et sur les liens de dépendance entre elles.
- **Meilleur contrôle** : Elle aide le chef de projet à prendre des décisions éclairées pour respecter les délais et ajuster les ressources au besoin.
- **Capacité d'anticipation** : En identifiant les risques de retard à l'avance, elle permet de planifier des actions correctives avant que la situation ne devienne critique.

a- Les paramètres de calcul :

Les principaux paramètres nécessaires à la mise en œuvre de la méthode du chemin critique (CPM) sont résumés dans le tableau ci-dessous. Ils permettent de suivre avec précision l'avancement des tâches et de déterminer les délais critiques à respecter :

Tableau VI-1 : paramètre de calcul par la méthode CPM.

Paramètre	Abréviation
Date de commencement au plus tôt	DCP
Date de commencement au plus tard	DCPP
Date de finition au plus tard	DFPP
Temps de réalisation	TR
Date de finition au plus tôt	DFP
Marge totale	MT

b- Identification du chemin critique :

Le chemin critique représente la séquence d'activités dont la durée cumulée est la plus longue, allant du début à la fin du projet. Toute tâche appartenant à ce chemin est considérée comme critique : son retard entraînerait inévitablement un décalage de la date d'achèvement du projet.

Marge totale (MT)

La marge totale correspond à la différence entre la date au plus tard et la date au plus tôt pour une tâche donnée. Lorsqu'une tâche a une marge totale égale à zéro, cela signifie qu'elle se situe sur le chemin critique et ne dispose d'aucune flexibilité en termes de délai.

Séquence des opérations

Les différentes phases de réalisation des travaux sont présentées dans le tableau suivant, qui permet de visualiser la succession logique des tâches ainsi que leur place éventuelle sur le chemin critique.

Tableau VI-2 : différentes phases de travaux (séquence).

Séquence des travaux	Opération	Durée (mois)
Aménagement des accès au chantier	A	2
Mise en place des installations de chantier	B	1
Déviation des oueds et batardeau	C	2
L'enlèvement des terres végétales sous la digue	D	1
Déboisement de la cuvette	E	1
Préparation des zones d'emprunt	F	2
Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	G	1
Exécution des filtres et système de drainage	H	2
Remblai compacté et travaux de revêtement	I	5
Excavations de l'évacuateur de crues	J	1
Génie civil de l'évacuateur de crues	K	4
Equipment hydraulique	L	1
Réalisation des finitions	M	1

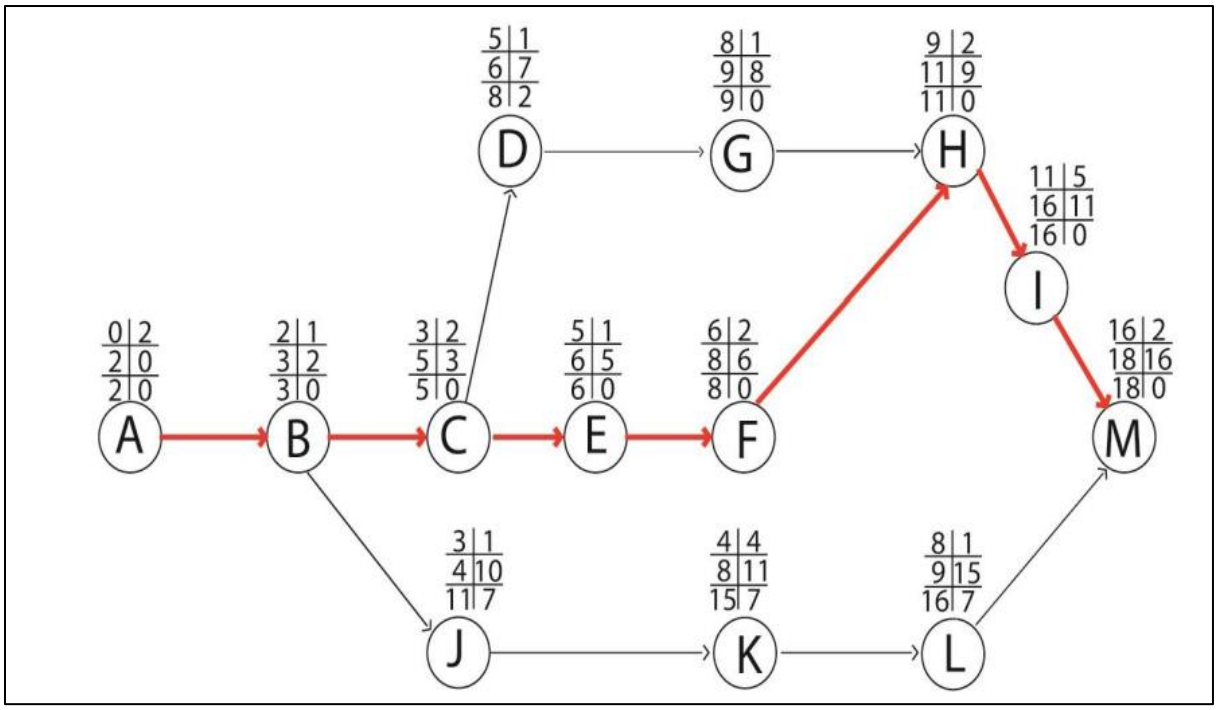


Figure VI-1 : schéma critique par la méthode des nœuds.

D'après le schéma présenté précédemment, la durée totale estimée du projet est d'environ 17 mois.

VI.7. Estimation des quantités et des coûts pour la digue et ses ouvrages :

Le devis quantitatif et estimatif des travaux est présenté dans le tableau ci-après, regroupant les quantités prévues ainsi que les coûts associés à chaque poste.

Tableau VI-3 : devis estimatif et quantitatif pour la digue et d'autre ouvrage annexe

Ouvrages	matériaux	Quantité	Prix (DA)	cout DA	cout total (DA)
évacuateur de crue	Déblai	1147.90 m^3	400	459,158.09	57,599,948.09
	Water stop	287 m	8000	2,296,000	
	Béton armé350 kg/m3	1157.166 m^3	45000	52,072,470	
	Béton de propreté 250 kg/m3	346.54 m^3	8000	2,772,320	
Canal damnée	Béton armé350 kg/m3	10.728 m^3	45000	1,940,695.235	1,940,695.235
	Pierre	72.896 m^3	20000		
Digue homogène	Décapage de la couche de terre	30401.89 m^3	500	15,200,945.11	68,900,924.31
	recharge (argile)	47467.049 m^3	800	3,797,3639.2	
	sable	929.66 m^3	1500	1,394,490	
	gravier	929.66 m^3	1500	1,394,490	
	enrochement (rip-rap)	2091.72 m^3	2000	4,183,440	
	TVC	791.57 m^3	8000	6,332,560	
	drain et filtre	1345.2 m^3	1800	2,421,360	
vidange de fond et prise d'eau	Déblai	48.923 m^3	250	12,230.75	3,485,148.75
	Béton armé 350 kg/m3	29.662 m^3	45000	1,334,790	
	Béton de propreté 250 kg/m3	13.566 m^3	8000	108,528	
	Enrochements	18 m^3	2000	36,000	
	Conduite métallique 400mm	71.4 m	24000	1,713,600	
	Vannes 400mm	2 unités	40000	80,000	
	Joint water stop	25 m	8000	200,000	
Dérivation provisoire	Enrochement	3338 m3	1000	3,338,000	8,908,000
	Géotextile	2228 m3	2500	5,570,000	
Montant total = 140,834,716.39 DA					

VI.8. Conclusion :

L'organisation du chantier est essentielle pour assurer la réalisation du projet dans les délais. Elle dépend d'une planification efficace, fondée sur une bonne décomposition des tâches et la recherche du chemin critique.

L'entrepreneur joue un rôle clé dans ce processus. Toutefois, des imprévus peuvent perturber l'avancement, en particulier sur les tâches critiques. D'où l'importance d'anticiper ces aléas dès la phase d'organisation.

Conclusion générale :

Dans le cadre de notre projet intitulé « Étude détaillée pour la conception d'une retenue collinaire sur l'oued Chehama, dans la wilaya de Tiaret », nous avons mobilisé nos connaissances en hydraulique, hydrologie, géologie et géotechnique afin de les appliquer à un cas concret.

Les analyses menées ont permis de confirmer la pertinence de l'emplacement choisi, ainsi que la validité des études géotechniques et hydrologiques réalisées. La zone d'emprunt présente des caractéristiques favorables, tant en qualité qu'en quantité de sols disponibles, orientant la conception vers une digue homogène de 15.2 mètres de hauteur, capable de stocker 0.138 hm^3 d'eau, avec un débit de crue estimé à 152.272 m^3/s.

Les études de stabilité ont démontré que les talus sont sécurisés contre les risques d'infiltration et de renard. Sur le plan topographique, la configuration du site a justifié le choix d'un évacuateur de crue de type latéral à entonnement frontal, implanté sur la rive droite. Par ailleurs, la prise d'eau et la vidange de fond sont combinées dans une même conduite de 400 mm de diamètre, garantissant une exploitation optimale de l'ouvrage.

En conclusion, ce travail nous a offert l'opportunité de mettre en application les connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation, à travers une étude technique concrète portant sur l'implantation d'une retenue collinaire à vocation d'irrigation, située sur le site de l'oued Chehama

Références bibliographiques

1. LEKOUAGHET, Nassima. *BARRAGES EN TERRE*. Working Paper. guelma. : Université 08 Mai 1945 de Guelma, 2024. Accepted: 2024-11-21T08:09:19Z

2. CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUÉE EN GÉNIE PARASISMIQUE (CGS). *Règles Parasismiques Algériennes (RPA 2024)*. Algérie : Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville (MHUV), Algérie, 2024.

3. OUARDA, Taha B. M. J. et BARBET, Marc. *Synthèse des méthodes simples de régionalisation*. . Sainte-Foy, Québec : INRS-Eau, 2001. ISBN 978-2-89146-471-0.

4. BÉNINA TOUAIBIA. *MANUEL PRATIQUE D'HYDROLOGIE*. . 2004.

5. *ense3_introduction_au_traitement_de_donnees_en_hydrologie_bois_obled_zin_2007.pdf*. [en ligne]. [Consulté le 4 mai 2025]. Disponible à l'adresse: https://www.pseau.org/outils/ouvrages/ense3_introduction_au_traitement_de_donnees_en_hydrologie_bois_obled_zin_2007.pdf

6. DR I. AYADI. *Cours d'Hydrologie*. Polycopié de cours. [sans date].

7. LOUAMRI ABDELAZIZ. *Hydrométrie des cours d'eau*. Polycopié de cours. CONSTANTINE : University Frères Mentouri Constantine 1, 2013.

8. ABDELKADER BOUCEFIANE. *HYDROLOGIE*. Polycopié de cours. Khemis Miliana : Université Djilali Bounaâma, 2020.

9. BUJÁN, CÉSAR M, VÉLIZ, JOSÉ, et MANZANARES, BORIS. *Hydrologie Appliquee*. AVRIL 2004. ANB unite retunue collinaire et TECNICA HIDRAULICA, S.A.

10. M.ROCHE, Office de la recherche scientifique et technique Outre-mer. *Hydrologie de surface*. . paris, [sans date].

11. ZERROUK N. et ZSUFFA I. DIMENSIONNEMENT HYDROLOGIQUE DES RETENUES COLLINAIRES EN ALGERIE. . 1 janvier 1988. pp. 141-153.

12. GRIMALDI, S., Petroselli ,A., Tauro ,F. et AND PORFIRI, M. Time of concentration: a paradox in modern hydrology. *Hydrological Sciences Journal*. 1 février 2012. Vol. 57, n° 2, pp. 217-228. DOI 10.1080/02626667.2011.644244.

13. TOUAIBIA, Bénina, DAUTREBANDE, S., GOMER, D. et MOSTEFAOUI, M. Quantification de l'érosion à partir d'implantation de quatre retenues collinaires dans la zone des marnes : W. Relizane, Algérie. . 1 janvier 1995.

14. CHOW, V. T. *Applied Hydrology*. . 1964. hydrology

15. CHENITI NAOUAL. *Contribution a la quantification du transport solide au droit de deux stations hydrométriques*. . Mémoire de Magister en Hydraulique. Alger : ECOLE NATIONALE POLYTECNIQUE, 2003.

16. PH. BOIS, CH. OBLED, et I. ZIN. *INTRODUCTION au TRAITEMENT de DONNEES en HYDROLOGIE*. Polycopié de cours. Grenoble : Institut National Polytechnique, 2007.

17. SABIR MOHAMED. *L'érosion hydrique et sa quantification*. . MEMOIRE DE DEA. paris : INSTITUT FRANCAIS DE RECHERCHE SCIENTIFIQUE POUR LE DEVELOPPEMENT EN COOPERATION, 1986.

18. REMINI, W et REMINI, B. LA SEDIMENTATION DANS LES BARRAGES DE L'AFRIQUE DU NORD. .

19. ZEROUAL et MEDDI. *Chapitre III : FORMULES EMPIRIQUES D'ESTIMATION DE DEBIT DE POINTE*. ENSH-BLIDA, 2018.

20. DJAFERKHODJA HAKIM. *Maitrise des Crues*. Polycopié de cours. Bouira : Université AKLI Mohand Oulhadj - Institut de Technologie, 2020.

21. ANDRÉ MUSY et CHRISTOPHE HIGY. *Hydrologie Continentale*. . [sans date].

22. POUPART, Michel. Maîtrise du risque crue pour les grands barrages réservoirs. *La Houille Blanche*. 1 décembre 2006. Vol. 92, n° 6, pp. 61-66. DOI 10.1051/lhb:2006102.

23. BENLAOUKLI.B. *Les barrages en remblai*. Polycopié de cours. ENSH-BLIDA, [sans date].

24. ROYET, Paul, Degoutte ,Gérard, Peyras ,Laurent, Lavabre ,Jacques et AND LEMPERRIÈRE, François. Cotes et crues de protection, de sûreté et de danger de rupture. *La Houille Blanche*. 1 mai 2010. Vol. 96, n° 2, pp. 51-57. DOI 10.1051/lhb/2010018.

25. HARBI LEYLA. *Analyse de l'influence des écoulements sur le comportement des barrages par implémentation des approches prédictives*. . these doctorat. Tlemcen : Université Aboubakr Belkaïd, 2024.

26. TOUABIA, B. *Les retenues ,Régularisation des débits*. Polycopié de cours. ENSH-BLIDA, 2001.

27. LUIS E. ROSETE GAMBOA et AGUSTÍN ALVAREZ GARCÍA. *MANUEL DE CONCEPTION ET PROJETS TYPIQUES DES EVACUATEURS DE CRUES*. AVRIL 2004. A . N . B U N I T E R E T E N U E S C O L L I N A I R E S ET TECNICA HIDRAULICA, S.A.

28. MUSTAPHA KAMEL MIHOUBI. *Manuel de dimensionnement d'un barrage reservoir en remblai*. Polycopié de cours. BLIDA : ENSH-BLIDA, 2015.

29. JEAN-MAURICE DURAND, PAUL ROYET, et PATRICE MÉRIAUX. *TECHNIQUE DES PETITS BARRAGES EN AFRIQUE SAHÉLIENNE ET ÉQUATORIALE*. . [sans date].

30. LAHLOU MOHAMMED. *Costruction hydraulyque – Les Barrages – Ouvrages Annexes*. presentation ppt. [sans date].

31. MOHAMMED HASSANE. *CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES ANNEXES DE BARRAGE EN REMBLAI*. Polycopié de cours. BLIDA : ENSH, 2015.

32. VICTOR M. PONCE. Open-channel Hydraulics, Section 9.2. [en ligne]. 2014. [Consulté le 17 juin 2025]. Disponible à l'adresse: https://ponce.sdsu.edu/onlinewesspillwaydescription.

33. AGUSTÍN A.G. *Manuel de conception des évacuateurs de crues*. . 2004.

34. U.S. BUREAU OF RECLAMATION. *Design of Small Dams*. . 3rd edition. Denver, Colorado, [sans date].

35. BENLAOUKLI.B. *Organisation de chantier, la planification des travaux les M.M.O*. Polycopié de cours. BLIDA : ENSH, 2004.

36. BENLAOUKLI.B. *ORGANISATION DE CHANTIER 2*. Polycopié de cours. BLIDA : ENSH, 2020.

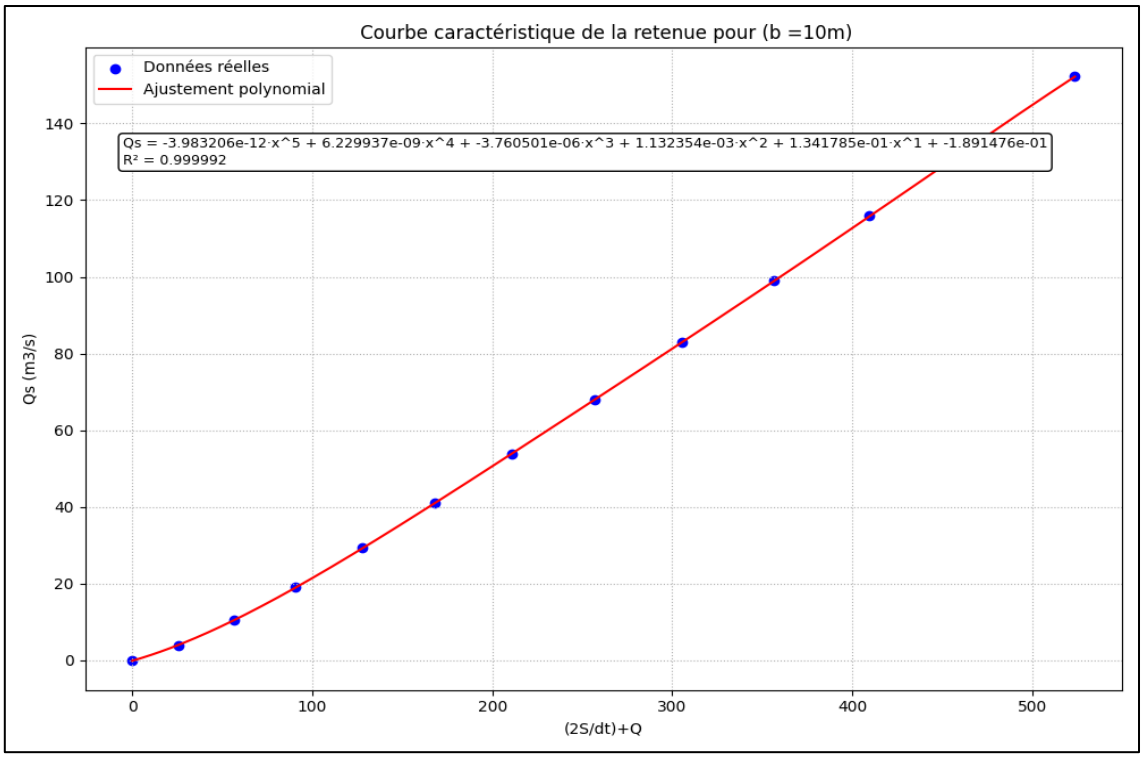
ANNEXES A

Calcul de la courbe caractéristique B = 10m

H (m)	Cote (m)	A(km^2)	Q (m3/s)	S (m3)	2S/dt+Q
0	508.4	0.063	0.000	0.000	0.000
0.3	508.7	0.066	3.663	20061.769	25.954
0.6	509.0	0.068	10.361	41541.225	56.518
0.9	509.3	0.070	19.034	64438.369	90.632
1.2	509.6	0.073	29.305	88753.199	127.919
1.5	509.9	0.075	40.955	114485.716	168.161
1.8	510.2	0.077	53.836	141635.921	211.210
2.1	510.6	0.080	67.841	170203.813	256.957
2.4	510.9	0.082	82.886	200189.392	305.319
2.7	511.2	0.084	98.904	231592.658	356.229
3.1	511.5	0.087	115.837	264413.611	409.630
3.4	511.8	0.089	133.640	298652.251	465.476
3.665	512.1	0.091	152.272	334308.578	523.726

Hydrogramme laminé pour b = 10 m

temps	I1	I1+I2	2S/dt+Q	(2S/dt+Q)-2Q	Qs
0	0	4.08	0	0	0
0.5	4.08	20.39	4.08	3.33	0.37673162
1	16.32	53.03	23.72	16.55	3.58235951
1.5	36.71	101.97	69.58	42.58	13.5018808
2	65.26	167.23	144.55	76.59	33.9763784
2.5	101.97	248.81	243.83	115.98	63.9226284
3	146.84	299.11	364.79	161.82	101.485658
3.055	152.27	176.48	460.93	196.31	132.310699
3.5	24.21	40.66	372.79	164.76	104.017678
4	16.45	27.01	205.41	101.03	52.194112
4.5	10.56	16.83	128.03	69.64	29.1969233
5	6.27	9.61	86.47	50.91	17.7769491
5.5	3.34	4.84	60.52	37.87	11.3261197
6	1.50	2.00	42.71	28.04	7.33415559
6.5	0.50	0.59	30.04	20.51	4.76730588
7	0.09	0.09	21.10	14.88	3.11230397
7.5	0.00	0.00	14.97	10.85	2.0603455
7.6375	0	0	10.85	8.06	1.39472185

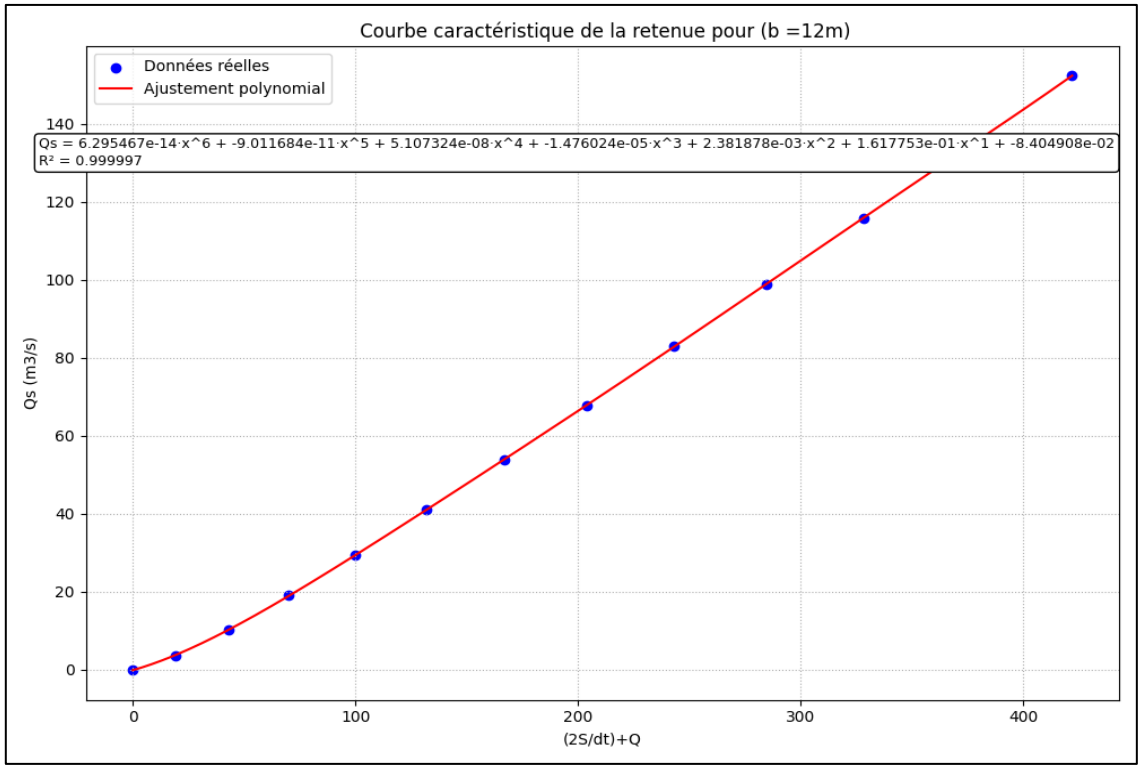


Calcul de la courbe caractéristique B = 12m

H (m)	Cote (m)	A(km^2)	Q (m3/s)	S (m3)	2S/dt+Q
0	508.4	0.063	0.000	0.000	0.000
0.3	508.7	0.065	3.663	17693.833	23.323
0.5	509.0	0.067	10.361	36499.411	50.916
0.8	509.2	0.070	19.034	56416.735	81.719
1.1	509.5	0.072	29.305	77445.805	115.356
1.4	509.8	0.074	40.955	99586.620	151.606
1.6	510.0	0.076	53.836	122839.180	190.324
1.9	510.3	0.078	67.841	147203.487	231.401
2.2	510.6	0.080	82.886	172679.538	274.753
2.4	510.9	0.082	98.904	199267.335	320.312
2.7	511.1	0.084	115.837	226966.878	368.023
3.0	511.4	0.086	133.640	255778.166	417.838
3.245	511.7	0.088	152.272	285701.200	469.718

Hydrogramme laminé pour b = 12 m

temps	I1	I1+I2	2S/dt+Q	(2S/dt+Q)-2Q	Qs
0	0	4.08	0	0	0
0.5	4.08	20.39	4.08	2.85	0.61444751
1	16.32	53.03	23.24	13.66	4.79213681
1.5	36.71	101.97	66.68	31.05	17.8155171
2	65.26	167.23	133.03	50.17	41.4278635
2.5	101.97	248.81	217.40	71.46	72.9700254
3	146.84	299.11	320.27	94.70	112.787367
3.055	152.27	176.48	393.81	111.40	141.203313
3.5	24.21	40.66	287.88	87.54	100.172357
4	16.45	27.01	128.20	48.89	39.6559569
4.5	10.56	16.83	75.89	34.01	20.939598
5	6.27	9.61	50.84	25.50	12.6692129
5.5	3.34	4.84	35.11	19.18	7.96637991
6	1.50	2.00	24.02	14.04	4.98697694
6.5	0.50	0.59	16.05	9.91	3.06753747
7	0.09	0.09	10.50	6.78	1.86138608
7.5	0.00	0.00	6.87	4.60	1.1350725
7.6375	0	0	4.60	3.18	0.70922217

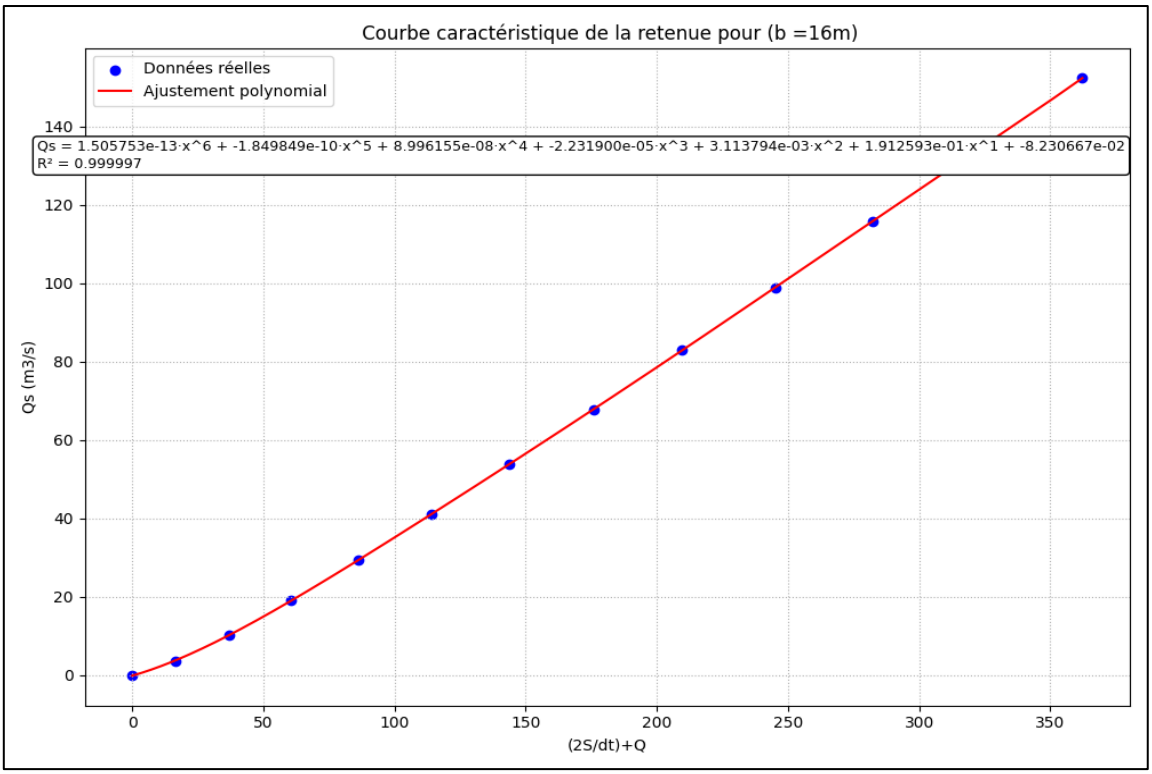


Calcul de la courbe caractéristique B = 16 m

H (m)	Cote (m)	A(km^2)	Q (m3/s)	S (m3)	2S/dt+Q
0	508.4	0.063	0.000	0.000	0.000
0.2	508.6	0.065	3.663	14525.857	19.803
0.4	508.9	0.067	10.361	29809.281	43.482
0.7	509.1	0.068	19.034	45850.270	69.979
0.9	509.3	0.070	29.305	62648.825	98.915
1.1	509.5	0.072	40.955	80204.946	130.071
1.3	509.8	0.074	53.836	98518.632	163.301
1.6	510.0	0.075	67.841	117589.885	198.497
1.8	510.2	0.077	82.886	137418.704	235.574
2.0	510.4	0.079	98.904	158005.088	274.465
2.2	510.6	0.080	115.837	179349.038	315.114
2.5	510.9	0.082	133.640	201450.555	357.474
2.679	511.1	0.084	152.272	224309.637	401.505

Hydrogramme laminé pour b = 16 m

temps	I1	I1+I2	2S/dt+Q	(2S/dt+Q)-2Q	Qs
0	0	4.08	0	0	0
0.5	4.08	20.39	4.08	2.58	0.74812528
1	16.32	53.03	22.98	11.56	5.70928382
1.5	36.71	101.97	64.58	23.36	20.6134304
2	65.26	167.23	125.33	33.49	45.918987
2.5	101.97	248.81	200.72	42.98	78.8720715
3	146.84	299.11	291.79	51.49	120.147364
3.055	152.27	176.48	350.60	56.89	146.858032
3.5	24.21	40.66	233.37	46.22	93.5759846
4	16.45	27.01	86.88	27.53	29.6743635
4.5	10.56	16.83	54.53	21.14	16.6989803
5	6.27	9.61	37.96	16.73	10.6180256
5.5	3.34	4.84	26.34	12.84	6.74803701
6	1.50	2.00	17.68	9.36	4.15755128
6.5	0.50	0.59	11.37	6.44	2.46314101
7	0.09	0.09	7.03	4.21	1.40948933
7.5	0.00	0.00	4.30	2.71	0.79687524
7.6375	0	0	2.71	1.79	0.45873759

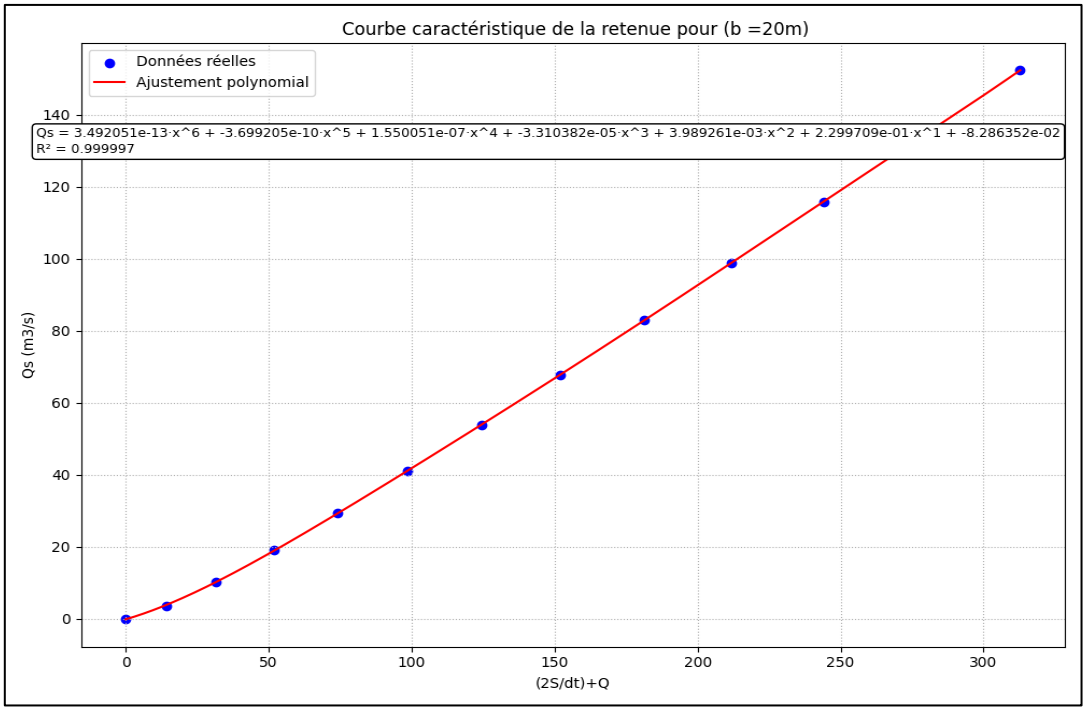


Calcul de la courbe caractéristique B = 20m

H (m)	Cote (m)	A(km^2)	Q (m3/s)	S (m3)	2S/dt+Q
0	508.4	0.063	0.000	0.000	0.000
0.2	508.6	0.065	3.663	12472.884	17.522
0.4	508.8	0.066	10.361	25508.377	38.703
0.6	509.0	0.068	19.034	39106.480	62.486
0.8	509.2	0.069	29.305	53267.193	88.491
1.0	509.4	0.071	40.955	67990.514	116.500
1.2	509.6	0.072	53.836	83276.446	146.366
1.3	509.8	0.074	67.841	99124.987	177.980
1.5	510.0	0.075	82.886	115536.137	211.260
1.7	510.1	0.077	98.904	132509.897	246.137
1.9	510.3	0.078	115.837	150046.266	282.555
2.1	510.5	0.079	133.640	168145.245	320.468
2.309	510.7	0.081	152.272	186806.834	359.835

Hydrogramme laminé pour b = 20 m

temps	I1	I1+I2	2S/dt+Q	(2S/dt+Q)-2Q	Qs
0	0	4.08	0	0	0
0.5	4.08	20.39	4.08	2.35	0.86549875
1	16.32	53.03	22.74	9.78	6.47976202
1.5	36.71	101.97	62.81	17.35	22.7286664
2	65.26	167.23	119.32	21.39	48.9665665
2.5	101.97	248.81	188.62	23.22	82.6996432
3	146.84	299.11	272.03	22.49	124.769844
3.055	152.27	176.48	321.60	21.71	149.947088
3.5	24.21	40.66	198.19	23.23	87.4798306
4	16.45	27.01	63.89	17.47	23.2102039
4.5	10.56	16.83	44.48	14.82	14.8289562
5	6.27	9.61	31.65	12.20	9.72095018
5.5	3.34	4.84	21.81	9.49	6.15900914
6	1.50	2.00	14.33	6.89	3.72108157
6.5	0.50	0.59	8.89	4.64	2.12852913
7	0.09	0.09	5.23	2.92	1.1536755
7.5	0.00	0.00	3.01	1.80	0.60612069
7.6375	0	0	1.80	1.16	0.32133542

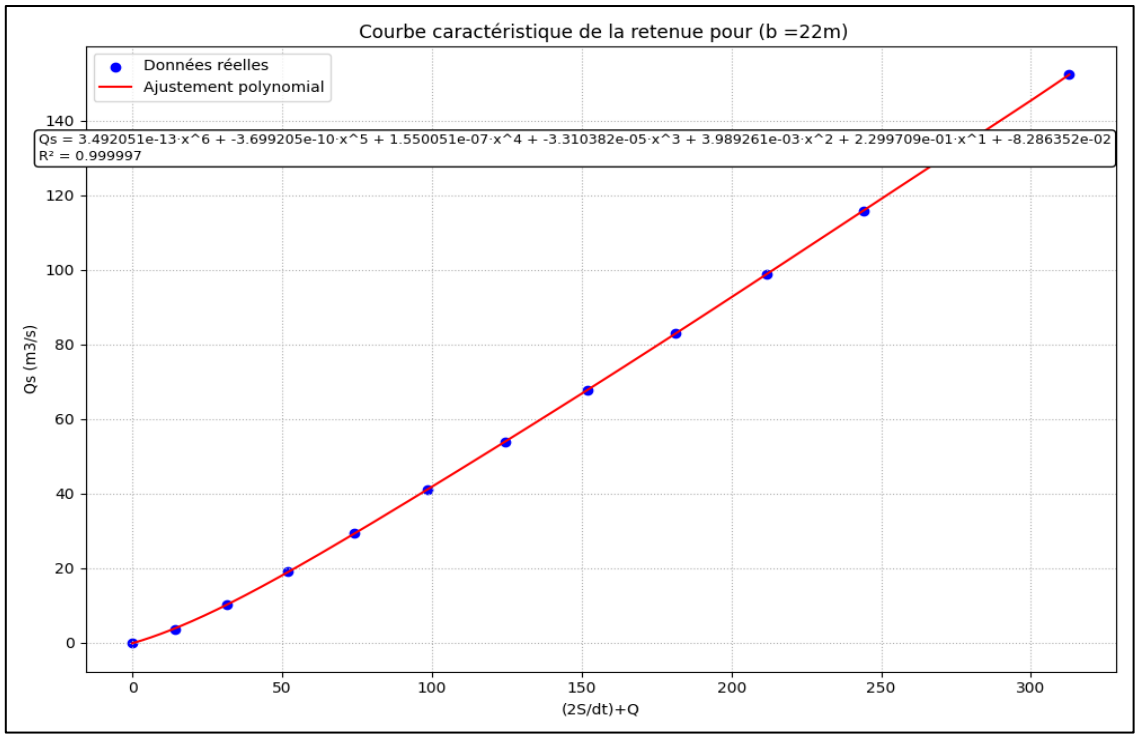


Calcul de la courbe caractéristique B = 22m

H (m)	Cote (m)	A(km^2)	Q (m3/s)	S (m3)	2S/dt+Q
0	508.4	0.063	0.000	0.000	0.000
0.2	508.6	0.065	3.663	11688.757	16.651
0.4	508.8	0.066	10.361	23872.984	36.886
0.5	509.0	0.067	19.034	36552.680	59.648
0.7	509.1	0.069	29.305	49727.845	84.558
0.9	509.3	0.070	40.955	63398.479	111.397
1.1	509.5	0.072	53.836	77564.583	140.019
1.3	509.7	0.073	67.841	92226.157	170.315
1.4	509.9	0.074	82.886	107383.200	202.201
1.6	510.0	0.076	98.904	123035.712	235.610
1.8	510.2	0.077	115.837	139183.693	270.486
2.0	510.4	0.078	133.640	155827.144	306.782
2.167	510.6	0.080	152.272	172966.064	344.457

Hydrogramme laminé pour b = 22 m

temps	I1	I1+I2	2S/dt+Q	(2S/dt+Q)-2Q	Qs
0	0	4.08	0	0	0
0.5	4.08	20.39	4.08	2.24	0.91931825
1	16.32	53.03	22.63	8.99	6.8208337
1.5	36.71	101.97	62.02	14.82	23.6001163
2	65.26	167.23	116.79	16.51	50.1400437
2.5	101.97	248.81	183.74	15.46	84.1417188
3	146.84	299.11	264.27	11.29	126.487896
3.055	152.27	176.48	310.40	8.45	150.975144
3.5	24.21	40.66	184.93	15.41	84.7615942
4	16.45	27.01	56.07	14.36	20.8555713
4.5	10.56	16.83	41.37	12.72	14.3236434
5	6.27	9.61	29.55	10.64	9.45037791
5.5	3.34	4.84	20.25	8.33	5.96123089
6	1.50	2.00	13.17	6.04	3.56674991
6.5	0.50	0.59	8.04	4.03	2.00755551
7	0.09	0.09	4.62	2.50	1.0607681
7.5	0.00	0.00	2.58	1.51	0.53768613
7.6375	0	0	1.51	0.96	0.27348336



Calcul de la courbe caractéristique B = 30m

H (m)	Cote (m)	A(km^2)	Q (m3/s)	S (m3)	2S/dt+Q
0	508.4	0.063	0.000	0.000	0.000
0.1	508.6	0.064	3.663	9467.744	14.183
0.3	508.7	0.066	10.361	19263.145	31.764
0.4	508.9	0.067	19.034	29386.203	51.685
0.6	509.0	0.068	29.305	39836.916	73.568
0.7	509.2	0.069	40.955	50615.286	97.194
0.9	509.3	0.070	53.836	61721.313	122.416
1.0	509.4	0.071	67.841	73154.996	149.125
1.2	509.6	0.072	82.886	84916.336	177.238
1.3	509.7	0.073	98.904	97005.332	206.687
1.5	509.9	0.075	115.837	109421.984	237.417
1.6	510.0	0.076	133.640	122166.293	269.381
1.762	510.2	0.077	152.272	135238.258	302.537

Hydrogramme laminé pour b = 30 m

temps	I1	I1+I2	2S/dt+Q	(2S/dt+Q)-2Q	Qs
0	0	4.08	0	0	0
0.5	4.08	20.39	4.08	2.28	0.90178999
1	16.32	53.03	22.67	8.83	6.9217388
1.5	36.71	101.97	61.85	14.72	23.5666643
2	65.26	167.23	116.69	14.74	50.9744852
2.5	101.97	248.81	181.97	11.15	85.4100357
3	146.84	299.11	259.96	3.06	128.44979
3.055	152.27	176.48	302.17	-1.90	152.035113
3.5	24.21	40.66	174.58	11.68	81.4518267
4	16.45	27.01	52.34	13.98	19.1780603
4.5	10.56	16.83	40.99	12.60	14.1932424
5	6.27	9.61	29.43	10.48	9.47542813
5.5	3.34	4.84	20.09	8.10	5.99369963
6	1.50	2.00	12.94	5.80	3.56933369
6.5	0.50	0.59	7.81	3.86	1.97475344
7	0.09	0.09	4.45	2.44	1.0048988
7.5	0.00	0.00	2.53	1.57	0.47778695
7.6375	0	0	1.57	1.13	0.22346938

Volume de la digue pour b = 8m

Coupe	Hi (m)	Bi (m)	Si (m2)	Sm(m2)	Li (m)	Vi (m3)	Vt (m3)
0	0	5.5	0	0	0	0	73426.4813
1--1	2.20	17.60	25.40	12.70	10.5	133.37	
2--2	6.73	42.51	161.55	93.48	16.59	1550.81	
3--3	9.94	60.17	326.36	243.96	30	7318.67	
4--4	11.42	68.31	421.43	373.89	20	7477.86	
5--5	12.72	75.46	514.88	468.15	10	4681.53	
6--6	14.37	84.53	646.87	580.87	40	23234.92	
7--7	17.68	102.74	956.80	801.84	18.81	15082.53	
8--8	11.20	67.10	406.53	681.67	11.19	7627.87	
9--9	6.48	41.14	151.10	278.82	20	5576.32	
10	0	5.5	0	75.55	21.29	1608.44	

Volume de la digue pour b = 10m

Coupe	Hi (m)	Bi (m)	Si (m2)	Sm(m2)	Li (m)	Vi (m3)	Vt (m3)
0	0	5.5	0	0	0	0	
1--1	1.61	14.36	16.01	8.00	10.5	84.05	
2--2	6.14	39.28	137.51	76.76	16.59	1273.48	
3--3	9.35	56.93	291.94	214.73	30	6441.80	
4--4	10.83	65.07	382.23	337.08	20	6741.65	
5--5	12.13	72.22	471.47	426.85	10	4268.49	66780.3079
6--6	13.78	81.30	598.13	534.80	40	21392.00	
7--7	17.09	99.50	897.36	747.74	18.81	14065.08	
8--8	10.61	63.86	368.04	632.70	11.19	7079.93	
9--9	5.89	37.90	127.87	247.95	20	4959.09	
10	0	5.5	0	63.93	21.29	1361.14	

Volume de la digue pour b = 12m

Coupe	Hi (m)	Bi (m)	Si (m2)	Sm(m2)	Li (m)	Vi (m3)	Vt (m3)
0	0	5.5	0	0	0	0	
1--1	1.19	12.06	10.47	5.23	10.5	54.96	
2--2	5.72	36.97	121.52	66.00	16.59	1094.86	
3--3	8.93	54.63	268.54	195.03	30	5850.97	
4--4	10.41	62.77	355.42	311.98	20	6239.57	
5--5	11.71	69.92	441.66	398.54	10	3985.38	62241.1419
6--6	13.36	78.99	564.51	503.09	40	20123.47	
7--7	16.67	97.20	856.11	710.31	18.81	13360.94	
8--8	10.19	61.56	341.74	598.92	11.19	6701.96	
9--9	5.47	35.60	112.45	227.10	20	4541.90	
10	0	5.5	0	56.23	21.29	1197.04	

Volume de la digue pour b = 16m

Coupe	Hi (m)	Bi (m)	Si (m2)	Sm(m2)	Li (m)	Vi (m3)	Vt (m3)
0	0	5.5	0	0	0		
1--1	0.63	8.94	4.52	2.26	10.5	23.73	
2--2	5.16	33.86	101.46	52.99	16.59	879.14	
3--3	8.37	51.51	238.48	169.97	30	5099.23	
4--4	9.85	59.65	320.75	279.62	20	5592.32	
5--5	11.15	66.80	402.94	361.85	10	3618.45	56372.7957
6--6	12.80	75.88	520.66	461.80	40	18471.97	
7--7	16.11	94.08	801.94	661.30	18.81	12439.01	
8--8	9.63	58.44	307.76	554.85	11.19	6208.75	
9--9	4.91	32.48	93.17	200.46	20	4009.28	
10	0	5.5	0	46.59	21.29	991.81	

Volume de la digue pour b = 20m

Coupe	Hi (m)	Bi (m)	Si (m2)	Sm(m2)	Li (m)	Vi (m3)	Vt (m3)
0	0	5.5	0	0	0		
1--1	0.26	6.91	1.59	0.79	10.5	8.33	
2--2	4.79	31.82	89.30	45.44	16.59	753.93	
3--3	8.00	49.48	219.79	154.54	30	4636.34	
4--4	9.48	57.62	299.03	259.41	20	5188.20	
5--5	10.78	64.77	378.58	338.81	10	3388.09	52690.2705
6--6	12.43	73.84	492.93	435.76	40	17430.34	
7--7	15.74	92.05	767.48	630.21	18.81	11854.17	
8--8	9.26	56.41	286.49	526.98	11.19	5896.96	
9--9	4.54	30.45	81.52	184.01	20	3680.12	
10	0	5.5	0	40.76	21.29	867.78	

Volume de la digue pour b = 22m

Coupe	Hi (m)	Bi (m)	Si (m2)	Sm(m2)	Li (m)	Vi (m3)	Vt (m3)
0	0	5.5	0	0	0	0	
1--1	0.11	6.12	0.66	0.33	10.5	3.46	
2--2	4.64	31.04	84.84	42.75	16.59	709.19	
3--3	7.85	48.69	212.81	148.82	30	4464.69	
4--4	9.33	56.83	290.90	251.86	20	5037.10	
5--5	10.63	63.98	369.43	330.17	10	3301.67	51306.9749
6--6	12.28	73.06	482.49	425.96	40	17038.56	
7--7	15.59	91.26	754.45	618.47	18.81	11633.47	
8--8	9.11	55.62	278.53	516.49	11.19	5779.53	
9--9	4.39	29.66	77.25	177.89	20	3557.79	
10	0	5.5	0	38.62	21.29	822.31	

Volume de la digue pour b = 30m

Coupe	Hi (m)	Bi (m)	Si (m2)	Sm(m2)	Li (m)	Vi (m3)	Vt (m3)
0	0	5.5	0	0	0	0	
1--1	0.00	5.50	0	0	10.5	0	
2--2	4.24	28.81	72.73	36.36	16.59	603.256	
3--3	7.45	46.47	193.55	133.14	30	3994.180	
4--4	8.93	54.61	268.35	230.95	20	4619.041	
5--5	10.23	61.76	343.99	306.17	10	3061.700	47467.049
6--6	11.88	70.83	453.38	398.68	40	15947.350	
7--7	15.19	89.04	717.97	585.67	18.81	11016.499	
8--8	8.71	53.40	256.47	487.22	11.19	5451.973	
9--9	3.99	27.44	65.69	161.08	20	3221.635	
10	0	5.5	0	32.85	21.29	699.309	