الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS

The Mujahid Abdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرباوي"

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : AMENAGEMENT ET OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

Etude du barrage de Bounachi sur l'oued Rebta, wilaya de Tizi-Ouzou

Présenté par :
TAREB Lamia

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
ZEROUAL Ayoub	Professeur	Président
BENSALAH Mohamed Draidi	M.C.B	Examinateur
BOURI Djamel Eddine	M.C.A	Examinateur
HADJ SADOK Ahmed	Professeur	Promoteur

Session Septembre 2025

Remerciements :

Je souhaite exprimer ma profonde reconnaissance à l'**École Nationale Supérieure d'Hydraulique**, ainsi qu'à l'ensemble des enseignants de l'école, pour la qualité de leur encadrement pédagogique et la richesse des connaissances transmises au cours de ma formation.

Je tiens à remercier le **Professeur Ahmed HADJ SADOK**, qui a accepté d'encadrer ce travail, ainsi que pour ses orientations qui ont aidé à la réalisation de ce mémoire. J'adresse une pensée particulière au **Professeur Ayoub ZEROUAL**, dont les conseils et l'aide précieuse m'ont été d'un grand soutien.

Je n'oublie pas d'exprimer toute ma gratitude à mes parents et à mon frère, pour leur soutien indéfectible, leur patience et leurs encouragements constants, sans lesquels l'aboutissement de ce travail n'aurait pas été possible.

Enfin, je remercie toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration et à l'achèvement de ce mémoire.

Dédicaces

Je dédie ce travail à **mon père, TAREB Djaffar**, pour son accompagnement sans faille, du primaire à la faculté, pour ses efforts constants et pour toutes les fois où il a rendu mon chemin plus facile. À **ma mère, ABBAS Faiza**, pour sa tendresse, sa présence quotidienne et la solide base qu'elle m'a donnée dès mon enfance. À mon frère **TAREB Kheirreddine**, pour ses conseils précieux et avisés, fruit de son expérience généreuse et pour m'avoir toujours motivée et donné envie d'aller plus loin. Je suis ce que je suis aujourd'hui grâce à eux, et leur amour a été le pilier de chacun de mes pas.

Je dédie également ce travail à **toute ma famille paternelle** « **TAREB** » **et maternelle** « **ABBAS** », qui m'a toujours entourée d'affection et encouragée. Leur soutien et leur bienveillance ont été essentiels à chacune de mes réussites et ont nourri ma confiance et mon ambition.

Je tiens à exprimer une pensée émue pour mon oncle **TAREB Abdelhamid, Allah y rahmou**, qui nous a quittés récemment. Sa présence aurait été très précieuse et sa mémoire restera une lumière douce et chaleureuse dans nos cœurs.

Je dédie enfin ce travail à mes **amis et collègues de l'école**, en particulier à mon amie d'enfance **Baaziz Rania**, qui m'a toujours écoutée et cru en moi. À ma collègue **Sebil Dallel Kawther**, complice de chaque moment partagé durant ces trois ans. À l'ensemble de mes collègues, merci d'avoir rendu mon expérience scolaire chaleureuse et mémorable.

À toutes ces personnes, je dois ma persévérance, ma force et mon désir constant d'avancer. Ce modeste travail est le reflet de leur amour, de leur inspiration et de leur présence précieuse à mes côtés.

ملخص

يتناول هذا البحث دراسة مشروع سد بوناشي المزمع إنجازه على وادي ربطة بولاية تيزي وزو. يهدف العمل إلى تصميم حاجز مائي من الخرسانة المدكوكة بالمدحلة مع منشآته الملحقة، قصد ضمان تزويد المنطقة بالمياه الموجهة أساساً للزراعة. وقد فرضت محدودية وتردي نوعية المواد المحلية اختيار هذه التقنية كخيار هندسي ملائم وفعّال، حيث شملت المنهجية المتبعة دراسات جيولوجية وجيوتقنية وهيدرولوجية، إضافة إلى التحليل الهيدروليكي والتحقق من استقرار السد في مختلف حالات التحميل. كما تم الاعتماد على برنامج Hyfran في معالجة المعطيات الهيدرولوجية، وعلى برنامج ArcMap في تحديد خصائص الحوض المائي. أما تصريف الفيضانات فقد حُسب بطريقة موسكينغوم، في حين جرى تصميم المنشآت الهيدروليكية وفق مخططات USBR.

أظهرت النتائج أن السد بارتفاع 50.5 متر قادر على التحكم في فيضان ألفي يقدر بـ 807.67 م³/ث، مع ضمان استقراره في مختلف الظروف. وتؤكد هذه الدراسة أن الحل المقترح يمثل خياراً تقنياً موثوقاً ومستداماً للاستجابة للاحتياجات المائية المتزايدة للمنطقة.

الكلمات المفتاحية: سد، خرسانة مدكوكة بالمداحل، هيدرولوجيا، جيوتكنيك.

Résumé :

Ce mémoire porte sur l'étude du barrage de Bounachi, projeté sur l'oued Rebta dans la wilaya de Tizi-Ouzou. L'objectif est la conception d'une digue en béton compacté au rouleau (BCR) et de ses ouvrages annexes pour assurer l'approvisionnement en eau à usage agricole. Le choix du BCR a été motivé par la disponibilité limitée et la qualité réduite des matériaux locaux. La méthodologie adoptée comprend une analyse géologique et géotechnique, une étude hydrologique appuyée par le logiciel **Hyfran**, ainsi qu'une cartographie du bassin versant réalisée sous **ArcMap**. Le laminage des crues a été évalué par la méthode de Muskingum et les ouvrages dimensionnés à l'aide des abaques de l'USBR. Les résultats montrent que la digue, haute de 50,5 m, peut retenir la crue millénale de 807,67 m³/s tout en garantissant sa stabilité. L'étude confirme la pertinence et la durabilité de la solution proposée.

Mots clés : Barrage, BCR, étude hydrologique, géotechnique.

Absract :

This dissertation addresses the study of the Bounachi Dam, planned on the Oued Rebta in the Tizi-Ouzou province. The objective is to design a roller-compacted concrete (RCC) dam along with its ancillary structures in order to secure water supply mainly for irrigation purposes. The adopted methodology covered geological, geotechnical, hydrological, and hydraulic investigations, in addition to stability analyses under different loading conditions. The Hyfran software was employed for hydrological data processing, while ArcMap was used to delineate and analyze the watershed. Flood routing was carried out using the Muskingum method, and hydraulic structures were designed based on

USBR charts. The results indicate that the 50.5 m-high dam can safely retain a 1000-year flood with a peak discharge of 807.67 m^3/s while meeting stability requirements under normal, exceptional, and extreme conditions. The study concludes that the proposed solution represents a reliable and sustainable option to meet the growing water demand of the region.

Keywords: Dam; RCC ; Hydrology ; Geotechnics

Table des matières

Introduction générale: 1

Chapitre I : Etude géographique, géologique et géotechnique……2

Introduction générale: 3

I.1 Présentation de la wilaya de TIZI OUZOU : 3

I.2 Présentation du site du barrage :.....4

I.3 Objectif du barrage :.....5

I.4 Situation géographique :.....5

I.5 Situation hydrographique : 6

I.6 Encadrement géologique général : 7

I.7 Tectonique et analyse structurale : 10

I.7.1 Tectonique des ensembles allochtones : 10

I.7.2 Tectonique du Miocène « post-nappe » : 11

I.7.3 Tectonique post-Miocène :.....11

I.8 Géologie du site :.....12

I.8.1 Géologie du site de barrage :.....12

I.8.2 Géologie de la cuvette :.....13

I.9 Les zones d'emprunt : 14

I.10 Reconnaissances in SITU :.....16

I.10.1 Sondages électriques :.....16

I.10.2 Sismique de réfraction : 17

I.10.3 Puits de reconnaissance :.....17

I.10.4 Sondages carottés :.....18

I.10.5 Essais in situ :.....18

I.10.6 Étude sismologique :.....19

I.10.7 Sismicité régionale et réglementation RPA 20

I.11 Essais au laboratoire sur les matériaux de la fondation du barrage : 21
I.11.1 Les essais d'identification : 21
I.11.2 L'essai de compactage : 22
I.11.3 L'essai œdométrique : 23
I.11.4 Essais de laboratoire sur les matériaux rocheux de la fondation : 23
I.12 Conditions géotechniques : 24
Conclusion : 26
Chapitre II : Etude hydrologique 28
Introduction : 29
II.1 Description du bassin versant : 29
II.2 Caractéristiques du bassin versant : 30
II.2.1 Paramètres géométriques : 30
II.2.2 Paramètres de forme : 30
II.2.3 Paramètres du relief : 32
II.2.4 Les indices de pente : 36
II.2.5 Les caractéristiques du réseau hydrographique : 40
II.3 Caractéristique climatologique : 47
II.3.1 Température : 47
II.3.2 Vent : 47
II.3.3 Evaporation : 47
II.3.4 Précipitation : 47
II.4 Ajustement des précipitations maximales journalières : 51
II.4.1 L'ajustement à la loi de Gumbel : 51
II.4.2 L'ajustement à la loi Log-Normale : 52
II.4.3 L'ajustement à la loi Weibull : 53
II.5 Pluie de courte durée : 55
II.6 Etude et choix de la crue : 58

II.6.1 Choix de la crue : 58
II.6.2 Détermination des débits maximums fréquentiels : 59
II.7 Hydrogramme de crue : 65
II.8 Etude des apports : 68
II.8.1 Les apports liquides moyens annuels A0 : 69
II.8.2 Caractéristiques de l'écoulement : 71
II.8.3 Estimation fréquentielle des apports : 74
II.8.4 Les apports solides : 75
II.9 Etude de régularisation : 79
II.9.1 Courbes Hauteurs - Surfaces - Capacités : 79
II.10 Laminage des crues : 87
II.10.1 La méthode de Muskingum : 87
II.10.2 Étapes de calcul de la méthode de Muskingum : 88
II.10.3 Laminage des crues pour B = 25m : 89
II.11 Etude d'optimisation : 93
II.11.1 Calcul de la revanche : 93
II.11.2 Calcul de la largeur en crête : 95
II.12 Cout de la digue : 96
II.12.1 Volume et cout de la digue : 96
II.13 Volume et cout de l'évacuateur de crue : 98
II.13.1 Volume du canal d'approche : 98
II.13.2 Volume et cout de déversoir : 98
II.13.3 Volume et cout du coursier : 99
II.14 Coût du barrage : 100
Conclusion : 102
Chapitre III : Etude de la digue 103
III.1 Choix du type de la digue : 105

III.1.1 Barrage mixte :.....105
III.1.2 Barrage en béton compacté au rouleau (BCR) : 106
III.1.3 Barrage en enrochements à masque amont :.....106
III.2 Etude comparative des trois variantes :.....106
III.3 Caractéristique de la digue – Variante BCR : 110
III.4 Calcul de la stabilité de la digue :.....110
III.4.1 Les charges agissantes sur la digue :.....110
III.4.2 Cas de chargement examinés :.....112
III.4.3 Calcul des charges :.....112
III.5 Vérification de la stabilité au glissement et au renversement :.....118
III.5.1 Stabilité au glissement : 118
III.5.2 Stabilité au renversement :.....120
III.6 Joint de protection :.....122
CHAPITRE IV : Etude des ouvrages annexes.....124
Introduction :.....125
IV.1 Evacuateur de crue :.....125
IV.2 Dimensionnement de l'évacuateur central à entonnement frontal :.....125
IV.2.1 Canal d'approche.....125
IV.2.2 Déversoir.....126
IV.2.3 Chenal d'écoulement : 132
IV.2.4 Convergent :.....134
IV.2.5 Coursier.....135
IV.2.6 Forme du déversoir :.....138
IV.2.7 Bassin de dissipation.....139
IV.2.8 Murailles bajoyers.....143
IV.3 Vidange de fond :.....143
IV.3.1 Type des vidanges de fond :.....144

IV.3.2 Choix retenu pour le projet 145
IV.3.3 Recommandations techniques :.....145
IV.3.4 Dimensionnement de la vidange de fond :.....145
IV.4 Prise d'eau :.....147
IV.5 Dérivation provisoire : 148
IV.5.1 Dimensionnement de la galerie de dérivation :.....149
Conclusion :.....150
Chapitre V : Organisation de chantier.....151
V.1 Installation du chantier :.....152
V.1.1 L'accès du chantier : 152
V.1.2 Installation dédiée aux personnels : 152
V.1.3 Installation dédiée aux matériaux et préfabrication : 153
V.2 Moyens nécessaires à la construction :.....153
V.2.1 Moyens humains : 153
V.2.2 Moyens matériels : 154
V.2.3 Moyens logistiques et organisationnels : 154
V.3 La planification des travaux : 154
V.3.1 La méthode des nœuds :.....155
V.4 Estimation du coût du projet : 158
Conclusion : ……...159
Conclusion générale : ……161
Références :……163

Liste des figures

Figure I-1 : Présentation de la zone d'étude. 6
Figure I-1 : Extrait de la Carte Géologique de l'Algérie à l'échelle 1/50 000, feuille 24 (Fort National).....7
Figure I-2: Carte structurale schématique de la chaîne Maghrébine.....8
Figure I-3 : Emplacement des zones d'emprunt et des sondages (ANBT).....15
Figure I-4 : Carte sismique de l'Algérie selon les R.P.A version 2024 (C.G.S)……..21
D'après la *Figure I-4* , la wilaya de Tizi-Ouzou, où se situe le site du barrage de Bounachi, appartient à la zone IV, correspondant à une sismicité élevée. La valeur réglementaire de l'accélération horizontale de calcul pour cette zone est fixée à 0,20 g et verticale à 0.18 g 21
Figure II-1: Délimitation du bassin versant.....29
Figure II-2 : La Carte des pentes du bassin versant. 32
Figure II-3: La carte des courbes de niveaux du bassin versant.....33
Figure II-4 : Courbe hypsométrique et diagramme à bandes des surfaces du bassin versant. 34
Les hauteurs significatives : d'après Tableau II-3 et Figure II-5 on tire les hauteurs suivantes :.....35
Figure II-6 : La carte du réseau hydrographique du BV par la méthode de strahler.....41
Figure II-7 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne (1980/2020) - station Beni Yenni. 49
Figure II-8: Représentation graphique de la loi de Gumbel.....51
Figure II-9 : Représentation graphique de la loi Log-Normale.....52
Figure II-10 : Représentation graphique de la loi de Weibull.....53
Figure II-11 : La courbe intensité - durée - fréquence. 56
Figure II-12 : L'hydrogramme de crue de plusieurs périodes de retour. 68
Figure II-13 : histogramme de la répartition mensuelle des apports moyens annuels et fréquentiels. 75
Figure II-14 :Courbe surface - hauteur.....81
Figure II-15: Courbe volumétrique 81
Figure II-16: Courbe capacité - hauteur 82
Figure II-17 : La courbe caractéristique. 90
Figure II-18 : Hydrogramme entrant et sortant pour différentes largeurs. 100

Figure II-19 : Profil de déversoir pour B = 25m 99
Figure II-20: Courbe d'optimisation.....101
Figure III-1: Schéma des forces agissantes sur la digue. 111
Figure IV-1 : Abaque USBR pour l'obtention de A et B.....128
Figure IV-2 : Profil du déversoir et de la nappe d'eau.....132
Figure IV-3 : La ligne d'eau du coursier. 138
Figure IV-4 : La forme du déversoir. 139
Figure IV-5 : Schéma d'un bassin de dissipation type III.....141
Figure IV-6 : Abaque des caractéristiques du bassin USBR type III.....141
À partir de la décomposition des opérations présentée dans le tableau précédent, le réseau à nœuds suivant peut être construit. Il illustre les relations de dépendance entre les opérations et sert de support pour la détermination du chemin critique. (*Figure V-1)*.....158
Figure V-1 : Réseau à nœuds avec le chemin critique. 158

Liste des tableaux :

Tableau I-1 : Synthèse des travaux d'investigation géotechnique exécutés. 16
Tableau I-2 : Résumé des résultats des essais d'identification pour la fondation du barrage.....22
Tableau I-3 : Résumé des résultats des essais au laboratoire (matériaux rocheux). 24
Tableau II-1: Classification de bassin selon l'indice de Gravelius. 30
Tableau II-2 : Surfaces partielles et cumulées du bassin versant par tranche d'altitude.....34
Les hauteurs significatives : d'après Tableau II-3 et Figure II-5 on tire les hauteurs suivantes :.....35
Tableau II-4 : Tableau des hauteurs significatives.....35
Tableau II-5 : Tableau des longueurs des courbes de niveaux.....36
Tableau II-6 : Classification d'ORSTOM.....37
Tableau II-7 : Résultat de calcul d'Indice de pente de roche. 38
Tableau II-8 : Classification de L'O.R.S.T.O.M (type de relief).....39
Tableau II-9 : Tableau des longueurs des cours d'eau. 42
Tableau II-10 : Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant. 46
Tableau II-11: Les Températures moyennes de chaque mois à la zone d'étude. (ANRH) 47
Tableau II-12 : Vitesse moyenne de vent (ANRH).....47
Tableau II-13 : Les valeurs de l'évaporation (ANRH). 47
Tableau II-14 : Les coordonnées de la station pluviométrique de BENI YENNI (ANRH). 48
Tableau II-15 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne mensuelle (1980/2020) (Source ANRH).....48
Tableau II-16 : Répartition des pluies maximales journalières (1980-2020) - ANRH. 50
Tableau II-17 : Les paramètres statistiques de l'échantillon.....50
Tableau II-18 : Résultats obtenus de l'ajustement à la loi de Gumbel. 51
Tableau II-19 : Résultats obtenus de l'ajustement à la loi Log-Normale. 52
Tableau II-20 : Résultats obtenus de l'ajustement à la loi Weibull. 53
Tableau II-21 : Résultats du test khi carré.....54
Tableau II-22 : Précipitation et intensité pour différentes fréquences. 57
Tableau II-23: Débit maximum par la formule de Turazza. 60

Tableau II-24 : Débit maximum par la formule de Formule de Maillet-Gauthier. 60
Tableau II-25 : Débit maximum par la formule de Giandotti. 61
Tableau II-26 : Résultats d'ajustement des pluies maximales journalières de la station de Beni Yenni. 63
Tableau II-27: Débits obtenus par la méthode de Gradex. 64
Tableau II-28: Résumé des résultats des débits de pointe. 64
Tableau II-29: Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue δ. (Touaibia, 2004). 66
Tableau II-30 : Les valeurs des débits (m^3/s) de l'hydrogramme de crue. 67
Tableau II-31: Résultats des apports liquides moyens. 70
Tableau II-32 : Récapitulatif des valeurs de Cv. 74
Tableau II-33: Répartition mensuelle des apports moyens annuels et fréquentiels. 75
Tableau II-34: Volume mort pour des différentes durées d'exploitation. 79
Tableau II-35: Les caractéristiques du réservoir (Source : ANBT). 80
Tableau II-36 : La distribution mensuelle de la demande (source ANBT) en %. 82
Tableau II-37: Calculs de la régularisation interannuelle. 86
Tableau II-38 : Résultats courbe caractéristique. 89
Tableau II-39: Hydrogramme laminé pour B=25m. 91
Tableau II-40: Récapitulatif des résultats obtenus par la méthode de Muskingam. 93
Tableau II-41 : Calcul de la revanche. 94
Tableau II-42 : hauteur du barrage. 95
Tableau II-43 : Calcul de la largeur en crête. 96
Tableau II-44 : Volume de la digue. 97
Tableau II-45 : Cout de la digue 98
Tableau II-46: Le cout des déversoirs pour différentes largeurs. 99
Tableau II-47: Cout du coursier pour les différentes largeurs. 100
Tableau II-48 : Cout total du barrage. 101
Tableau III-1: Comparaison entre les trois variantes. 106
Tableau III-2: Devis quantitatif et estimatif du barrage mixte. 107
Tableau III-3 : Devis quantitatif et estimatif du barrage en BCR. 108
Tableau III-4 : Devis quantitatif et estimatif du barrage à masque amont. 109
Tableau III-5 : Les coefficients de sécurité pour les trois conditions. 112
Tableau III-6: Tableau récapitulatif des charges. 117
Tableau IV-1: Les résultats du profil aval par la méthode WES 127
Tableau IV-2: calcul profil amont du déversoir. 129

Tableau IV-3 : Coordonnées de la surface supérieure de la nappe liquide franchissant un déversoir à paroi amont vertical (standard type WES). 130
Tableau IV-4: Les coordonnées de la nappe d'eau. 131
Tableau IV-5 : Calcul de la ligne d'eau sur le coursier. 137
Tableau IV-6 : Dimensionnement des conduites de selon le temps de vidange. 147
Tableau V-1: Tableau de planification des opérations du chantier. 157

Liste des annexes :

Annexe 01 : Abaque de Kritsky Menkel ……...…163

Annexe 02 : Fonction Rybkine Foster Fp% (P%, Cs) ..……164

Annexe 03 : Calcul du laminage des crues par la méthode de Muskingam pour les différentes largeurs choisies …….165

Annexe 04 : Calcul du volume de la digue pour différentes largeurs ……..….173

Liste des planches :

Planche 01 : Vue en plan du oued Rebta W.Tizi Ouzou.

Planche 02 : Vue en plan du barrage Bounachi en BCR.

Planche 03 : Coupe du barrage en BCR et vidange.

Planche 04 : Coupe géologique le long de l'axe du barrage de Bounachi sur oued Rebta W.Tizi Ouzou.

Introduction générale

L’eau est une ressource essentielle au développement économique et social. Toutefois, la variabilité climatique et la pression croissante sur les ressources hydriques accentuent les difficultés de gestion. Le réchauffement climatique aggrave encore cette situation en réduisant la disponibilité des eaux de surface et en multipliant les épisodes de sécheresse et d’inondation. Face à ces défis, la réalisation d’ouvrages de mobilisation et de régulation de l’eau, tels que les barrages, apparaît comme une solution incontournable pour assurer une gestion durable de cette ressource.

En Algérie, la gestion de l’eau repose sur plusieurs solutions complémentaires, parmi lesquelles le stockage par barrages occupe une place importante. C’est dans ce contexte que s’inscrit le présent mémoire, consacré à l’étude du barrage de Bounachi, projeté sur l’oued Rebta dans la wilaya de Tizi-Ouzou. Bien que cet ouvrage ne soit pas encore réalisé, il fait actuellement l’objet d’une phase d’étude visant à évaluer sa faisabilité et ses performances futures. L’objectif principal de ce travail est de concevoir un barrage capable de satisfaire durablement les besoins en eau de la région, tout en garantissant la sécurité et la fiabilité de ses ouvrages constitutifs.

Le mémoire s’articule en six chapitres successifs. Il débute par la présentation de la région d’implantation du projet, avant de s’intéresser à l’étude géologique et géotechnique du site. Une étude hydrologique approfondie est ensuite réalisée, suivie par l’analyse de la digue en béton compacté au rouleau (BCR). L’étude des ouvrages annexes vient compléter cette partie, avant de conclure par une réflexion sur l’organisation du chantier et les conditions de réalisation.

À travers cette démarche, il s’agit de proposer une conception globale et cohérente du barrage de Bounachi, en veillant à répondre aux exigences techniques, hydrauliques et environnementales, tout en renforçant la résilience de la région face aux impacts du réchauffement climatique.

Chapitre I :

Etude géographique, géologique et géotechnique

Introduction :

La conception et la réalisation d'un barrage nécessitent une compréhension approfondie du milieu naturel dans lequel il sera implanté. En effet, ces ouvrages hydrauliques jouent un rôle stratégique dans la gestion des ressources en eau, qu'il s'agisse d'irrigation, d'alimentation en eau potable, de production énergétique ou de régulation des crues. Leur efficacité et leur pérennité dépendent largement des conditions géographiques, géologiques et géotechniques du site choisi.

Le barrage **Bounachi**, situé dans la wilaya de Tizi Ouzou, s'inscrit dans un contexte géographique et géologique particulier, marqué par un relief montagneux, un réseau hydrographique dense et une structure géologique complexe. Afin de garantir la stabilité et la sécurité de l'ouvrage, des investigations approfondies ont été menées : sondages, profils sismiques et électriques, ainsi que des puits d'exploration. Ces études ont permis de caractériser les formations géologiques, d'identifier les structures tectoniques locales et d'évaluer les propriétés mécaniques des sols et des roches.

Ce chapitre propose donc une analyse intégrée de la zone d'implantation, en mettant en évidence les paramètres naturels déterminants pour la conception du barrage et pour la compréhension globale de son environnement.

I.1 Présentation de la wilaya de TIZI OUZOU :

La wilaya de **Tizi-Ouzou**, située dans la région de Kabylie au nord de l'Algérie, à environ 100 km d'Alger, s'étend sur une superficie de 2 957,93 km². Elle fait partie des wilayas les plus montagneuses du pays, avec un relief accidenté, des vallées profondes et un climat méditerranéen caractérisé par des hivers humides et des étés chauds. Elle est bordée au nord par la mer Méditerranée et est limitrophe des wilayas de Boumerdès, Bouira, Béjaïa.

Composée de 21 daïras et 67 communes, elle présente un réseau routier dense comprenant 604,253 km de routes nationales, 652,27 km de routes wilayales, 3 548,164 km de routes communales et 29 km de voies ferrées. Tizi-Ouzou est reconnue pour sa richesse naturelle, sa végétation dense ainsi que pour l'abondance de ses ressources hydrauliques.

La wilaya est traversée par de nombreux oueds, dont les plus importants sont l'oued Sébaou, l'oued Aïssi et l'oued Bougdoura, qui jouent un rôle crucial dans l'alimentation

en eau et l'irrigation. Elle abrite également des infrastructures hydrauliques majeures telles que le barrage de Taksebt, l'un des plus importants d'Algérie, avec une capacité de stockage d'environ 180 millions de mètres cubes, garantissant l'approvisionnement en eau potable d'une grande partie de la région. D'autres retenues collinaires et petits barrages complètent ce dispositif, contribuant à la gestion des ressources en eau face aux défis climatiques et à la demande croissante.

Malgré un potentiel agricole limité à 32 % de sa superficie, Tizi-Ouzou se distingue par son important couvert forestier, estimé à environ 115 000 hectares, et par son identité culturelle forte, enracinée dans le patrimoine amazigh.

I.2 Présentation du site du barrage :

Le barrage de Bounachi est implanté sur l'oued Rabta, un affluent de la rive gauche de l'oued Sébaou. Ce dernier s'écoule globalement dans une direction sud-est vers nord-ouest, jusqu'à son embouchure située à proximité de la localité de Tahmda. Le site du barrage se trouve à environ 20 kilomètres à l'est de la ville de Tizi-Ouzou et à près de 3 kilomètres à l'ouest de la commune de Mekla.

Le bassin de l'oued Rabta capte principalement les eaux du versant nord des collines de Michelet, situées au nord du massif du Djebel Djurdjura. L'altitude maximale du bassin atteint 1 226 mètres. Les sources de l'oued Rabta se situent à une altitude supérieure à 900 mètres. L'oued parcourt environ 18,8 kilomètres (correspondant à la longueur maximale du bassin versant) avant d'atteindre le site du barrage, situé à une altitude de 130 mètres.

Le bassin versant est couvert par une végétation relativement peu dense dans les zones montagneuses, et par des surfaces agricoles autour de la plaine. Dans la zone supérieure du bassin, la végétation naturelle est constituée de forêts et de formations broussailleuses (maquis). Dans ce maquis, le chêne vert (*Quercus ilex*), l'olivier sauvage (*Olea europaea*), le pistachier lentisque (*Pistacia lentiscus*) et le genévrier (*Juniperus* sp.) sont les espèces les plus représentatives.

La culture sèche caractérise le cours inférieur et moyen. On y retrouve principalement des céréales (blé, orge, avoine), des cultures légumières, de la vigne, ainsi que des vergers (pêchers, abricotiers, pommiers, amandiers, etc.), complétés par des plantations d'agrumes et d'oliviers. La distinction entre les surfaces occupées par la culture sèche et

celles couvertes de maquis est souvent difficile à établir, ces deux formations étant généralement imbriquées (Energoprojekt, 2005).

Les surfaces agricoles utiles de la plaine de l'oued Rabta se situent principalement dans la partie aval du cours d'eau, en amont de sa confluence avec l'oued Sébaou.

I.3 Objectif du barrage :

L'objectif principal de l'implantation du barrage de Bounachi est d'assurer une disponibilité régulière en eau pour l'irrigation des terres agricoles situées en aval. Dans une région où l'agriculture occupe une place importante dans l'économie locale, mais où les ressources hydriques demeurent limitées et irrégulièrement réparties, ce type d'aménagement constitue un levier essentiel. Il permet de valoriser les sols, d'améliorer les rendements agricoles et de renforcer la sécurité alimentaire.

Le barrage joue ainsi un rôle majeur dans la maîtrise de l'eau, en stockant les volumes issus des précipitations saisonnières et en les redistribuant selon les besoins des exploitations agricoles durant les périodes de sécheresse.

I.4 Situation géographique :

Les documents topographiques suivants ont été utilisés :

- Carte topographique à l'échelle 1/5000 de la cuvette et de la retenue.
- Carte topographique à l'échelle 1/1000 du site du barrage.

Ainsi, les coordonnées Lambert du centre du site du barrage sont :

X = 610.750 Km

Y = 406.125 Km

Z = 130 m



Figure *I*-1 : Présentation de la zone d'étude.

I.5 Situation hydrographique :

Le site du barrage de Bounachi s'inscrit dans le **bassin côtier algérois N°2**, tel que défini par le découpage hydrogéographique national. Ce bassin se caractérise par un réseau dense d'oueds temporaires et permanents, alimentés par les précipitations méditerranéennes, avec des écoulements fortement influencés par le relief montagneux. Les crues y sont généralement rapides et intenses, traduisant une dynamique hydrologique marquée par la concentration des apports sur de courtes périodes.

Au sein de ce bassin, l'**oued Sébaou** constitue l'axe hydrologique principal. Prenant naissance dans le massif du Djurdjura, il draine une grande partie de la wilaya de Tizi-Ouzou avant de se jeter dans la mer Méditerranée. Son rôle est stratégique car il assure l'alimentation en eau des plaines agricoles et soutient plusieurs ouvrages hydrauliques existants.

L'**oued Rabta**, sur lequel est implanté le barrage de Bounachi, est un affluent de la rive gauche de l'oued Sébaou. Il draine principalement les versants nord des collines de Michelet. Son bassin versant, d'une superficie de 62 km², présente une forme allongée, ce qui favorise la concentration des écoulements et accentue les phénomènes de ruissellement. Sa longueur totale est d'environ 18,8 km, avec une pente moyenne relativement forte, traduisant une énergie de ruissellement élevée.

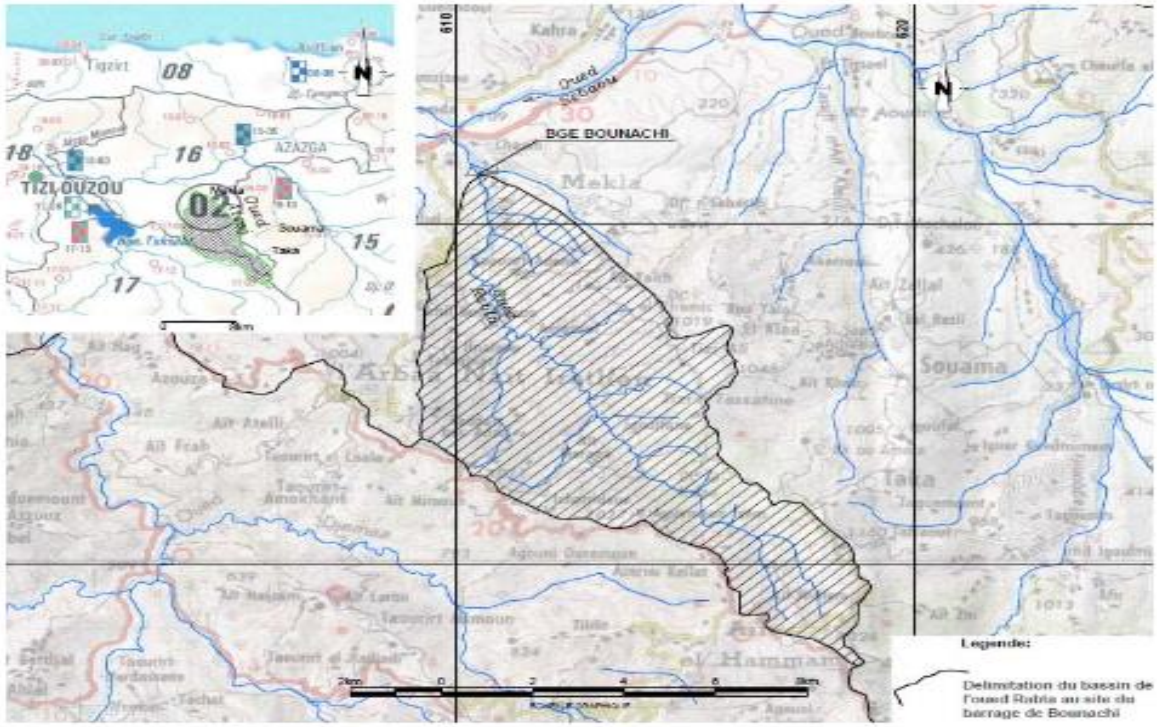


Figure I-2 : Localisation du bassin versant de l'oued Rabta au site du barrage de Bounachi.

I.6 Encadrement géologique général :

Le site du barrage de Bounachi est implanté dans l'Atlas tellien, lequel se subdivise en deux grands ensembles : le Tell septentrional, où se situe le projet, et le Tell méridional, séparés par des dépressions sublittorales.

Le Tell septentrional correspond à la pente nord du plateau, inclinée vers la Méditerranée. Il se caractérise par des massifs montagneux aux altitudes variables, dont le socle est constitué de roches cristallophylliennes telles que les gneiss, micaschistes et marbres.

À l'inverse, le Tell méridional est dominé par des terrains allochtones nappés, formant une couverture sédimentaire composée principalement de calcaires et de marno-calcaires du Crétacé, ainsi que de flysch numidien constitué de grès et d'argiles colorées.

Le domaine tellien, où s'inscrit le barrage, correspond à une chaîne orogénique en forme d'anneau aplati et allongé selon un axe est-ouest, s'étendant sur plus de 2 000 km, de l'Atlantique à la mer Ionienne (Italie). Il se subdivise en deux grandes zones :

- **Les zones internes**, correspondant au domaine autochtone, regroupant plusieurs massifs tels que ceux de Ténès, Chenoua, Alger, la Petite Kabylie et la Grande Kabylie (où se situe le site du barrage).
- **Les zones externes**, caractérisées par des terrains d'âge mésozoïque et cénozoïque, dominés par des formations marno-calcaires du Crétacé-Éocène. Elles présentent une architecture tectonique complexe, marquée par des nappes décollées reposant sur des formations triasiques gypseuses et argileuses.

L'examen de la carte géologique au 1/50 000 de Fort National (aujourd'hui Larbaa Nath Irathen) (Figure I-3) met en évidence la diversité des formations présentes dans la cuvette du barrage et dans le bassin versant de l'oued Rabta. Ces affleurements sont principalement constitués de formations métamorphiques du socle, visibles notamment au niveau de la queue du barrage. La couverture sédimentaire néogène occupe quant à elle une large partie du bassin du Sébaou, zone dans laquelle s'inscrit le projet.

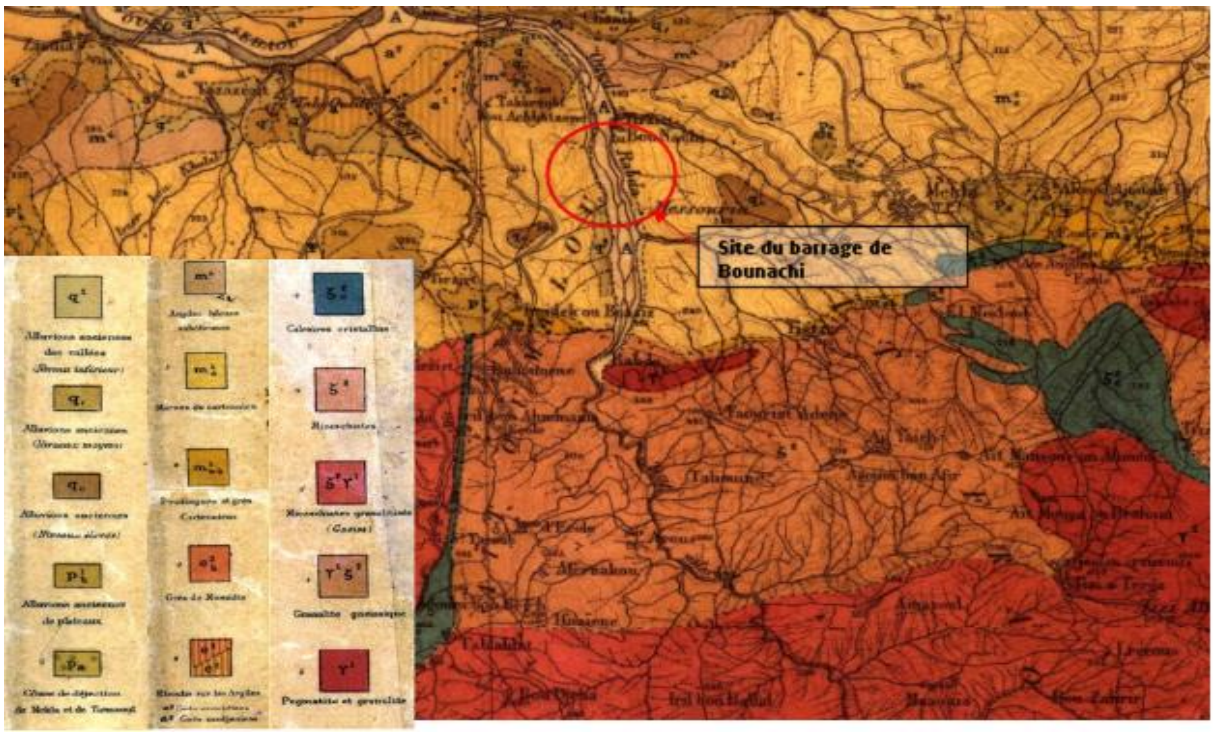


Figure I-3 : la carte géologique au 1/50 000 de Fort National (aujourd'hui Larbaa Nath Irathen).

Dans les terrains métamorphiques, les différentes formations rencontrées sont :

- Schistes et phyllades X
- Calcaires cristallins Xc
- Schistes micacés Xζ2
- Schistes granulitisés (Gneiss) Xγ1
- Calcaires cristallins ζ2c
- Micaschistes ζ2
- Micaschistes granulitisés (Gneiss) ζ2γ1
- Granulite gneissique γ1 ζ2
- Granulite et pegmatite γ1

Dans les terrains sédimentaires, discordants sur le complexe azoïque métamorphique et magmatique de la Grande Kabylie, les différentes formations rencontrées sont :

- Poudingues et grès cartenniens ;
- Marnes du Cartennien ;
- Argiles sahéliennes ;
- Alluvions anciennes de plateaux ;
- Alluvions anciennes (niveaux élevés) ;
- Alluvions anciennes (niveaux moyens);
- Alluvions anciennes (niveaux inférieurs);
- Cônes de déjection ;
- Alluvions actuelles ;

I.7 Tectonique et analyse structurale :

La Grande Kabylie appartient au style tectonique Alpin (Figure II-2). On peut distinguer trois étapes :

- Une tectonique des ensembles allochtones.
- Une tectonique du Miocène "post-nappe".
- Une tectonique post-Miocène.

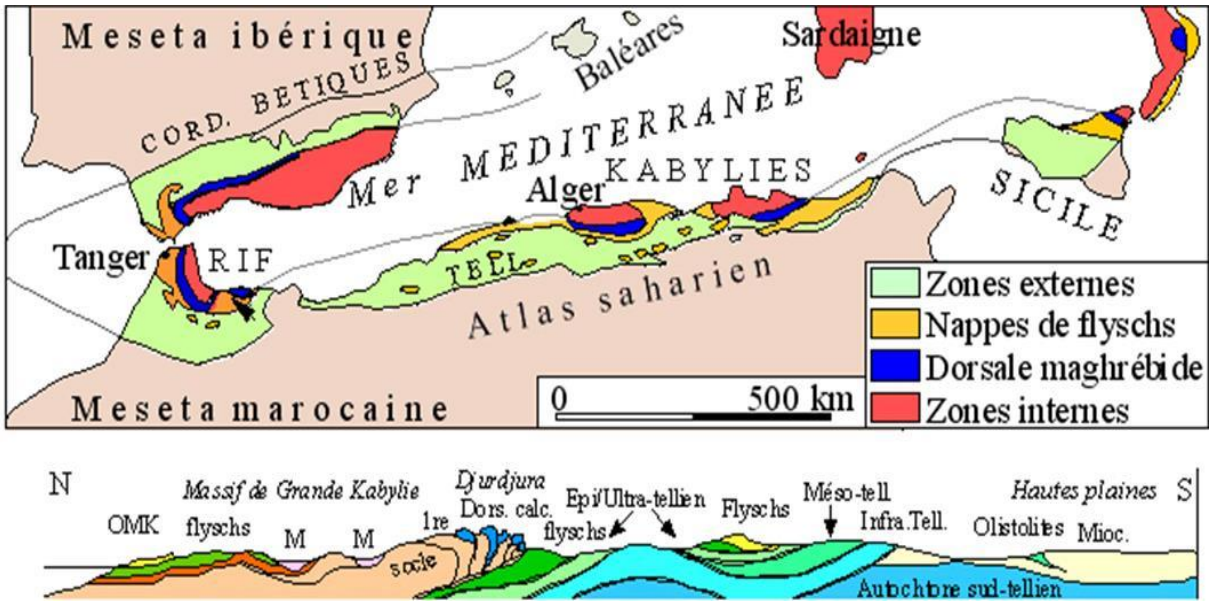


Figure I-4 : Carte structurale schématique de la chaîne Maghrébine

I.7.1 Tectonique des ensembles allochtones :

Cette phase correspond à l'empilement et au chevauchement de nappes rocheuses allochtones, déplacées lors de la formation de la chaîne alpine. L'étude structurale menée dans la région sud-ouest de Dellys met en évidence une large branche anticlinale orientée ENE-WSW, sur laquelle se superposent quatre unités tectoniques principales.

L'unité inférieure d'Afir est marquée par des plis métriques à kilométriques, généralement déversés vers le sud.

Elle est surmontée tectoniquement par **une unité supérieure**, qui elle-même est recouverte par **l'unité tellienne de Dellys**. Cette dernière se caractérise par un contact complexe, souligné par la présence de failles verticales.

Enfin, **des olistostromes** reposent sur l'unité tellienne, suivant un contact tectono-sédimentaire.

L'ensemble de ces structures traduit un empilement nappeux élaboré au Burdigalien, typique du style tectonique alpin qui domine la Grande Kabylie.

I.7.2 Tectonique du Miocène « post-nappe » :

Après la mise en place des nappes allochtones, une phase tectonique post-nappe s'est produite durant le Miocène, affectant le socle kabyle par des déformations variables selon la nature des matériaux. On observe une tectonique cassante dans les gneiss de Naciria et dans le versant sud de Sidi-Ali Bounab, tandis que des déformations plus souples et à grand rayon de courbure affectent la série satinée du Djebel Belloua. À proximité du littoral, les séries molassiques du Djebel Takdempt présentent un système de plis déversés vers le sud, témoignant d'un style tectonique plus ductile. Cette phase correspond à une réorganisation structurale locale après la mise en place des nappes.

I.7.3 Tectonique post-Miocène :

La tectonique post-Miocène est une phase récente marquée par une distension suivie d'une compression, modifiant les structures existantes. À la fin du Miocène, une phase orogénique moyenne a généré une succession régulière d'anticlinaux et de synclinaux orientés N70, tels que le synclinal de Tizi Ouzou – Djebel Belloua et l'anticlinal du Draa-Karrouch prolongé par celui de Naciria. Cette tectonique tardive a modifié le système de pentes et favorisé une reprise de l'érosion linéaire. L'oued Sebaou suit un tracé lié à un décrochement antérieur au dépôt du Miocène post-nappe, indiquant une interaction complexe entre tectonique et sédimentation.

En résumé, la région du bassin versant du Sebaou est dominée par un empilement de nappes de charriage élaborées au Burdigalien, recouvertes par des dépôts néogènes (marnes. conglomérats) déposés durant le Langhien-Seravalien. La tectonique alpine de la Grande Kabylie, caractérisée par ces trois phases successives (allochtones, Miocène post-nappe, post-Miocène), a façonné un relief marqué par des plis et failles majeurs, ainsi qu'une sismicité notable liée aux déformations récentes du socle.

Cette histoire tectonique complexe conditionne les propriétés géomécaniques du site, essentielles pour la conception et la stabilité du barrage de Bounachi.

I.8 Géologie du site :

I.8.1 Géologie du site de barrage :

Les terrains rencontrés au niveau du site du barrage sont principalement constitués du substratum rocheux sédimentaire, correspondant à un complexe marneux miocène, recouvert par des dépôts cohésifs alluvionnaires quaternaires sur la rive droite et des dépôts récents dans le lit majeur.

- **Les marnes cartenniennes (m1c) :** Il s'agit généralement de marnes compactes avec un aspect rocheux. alternant avec des couches plus rocheuses de marno-calcaire. La profondeur des marnes altérées en surface varie selon les endroits, allant de 0.5 à 10 mètres sur la rive gauche du site.
- **Les argiles à encroutements calcaires (Ae) :** Sur le site, les marnes en surface sont fortement altérées et correspondent à des argiles plus ou moins marneuses sur la rive gauche. Sur la rive droite, les marnes altérées en contact avec une ancienne terrasse alluviale, correspondent à des argiles présentant des encroutements calcaires nodulaires.
- **Les alluvions anciennes (q1Au) :** Sur la rive droite de l'oued Rabta, on observe un talus presque vertical d'environ 15 mètres de hauteur. formé par une ancienne terrasse alluviale. Ces alluvions, présentes sur le versant droit du site, ont une épaisseur supérieure à 10 mètres. Elles sont composées de matériaux à texture fine à moyenne. incluant toujours un niveau de galets et cailloux roulés. ainsi que des graviers provenant de grès, micaschistes, schistes, calcaires cristallins, et des couches moins grossières faites de formations limono-sableuses.
- **Les cônes de déjection (PaEn) :** Ces dépôts sont majoritairement argilo-limoneux et limono-sablo-argileux, avec une faible à moyenne plasticité, et contiennent principalement de faibles concrétions de calcaires marneux. Leur extension et épaisseur augmentent nettement vers l'aval. Ces alluvions sont déposées en couches successives, formant des horizons dont les caractéristiques granulométriques dépendent du mode d'alluvionnement des oueds. On les trouve aux confluences de l'oued Rabta et de ses affluents dans la zone marneuse du bassin.

- **Les alluvions actuelles (al) :** Le lit mineur de l'oued Rabta, ainsi que sa plaine inondable d'environ 30 mètres de large, sont remplis par des matériaux alluvionnaires récents. Ces dépôts bien lavés occupent le lit de l'oued et sont composés d'apports de matériaux grossiers (cailloux. galets) ainsi que de dépôts sableux et limoneux provenant des crues.

D'un point de vue géomorphologique, le site du barrage se situe dans une zone vallonnée, à la sortie des gorges rocheuses du socle métamorphique, à environ 3 km en amont de la confluence entre l'oued Rabta et l'oued Sébaou. Le site correspond à une large vallée, avec un versant gauche plus abrupt. La plaine d'inondation de l'oued est presque plate, d'une largeur d'environ 300 mètres, et composée principalement d'alluvions quaternaires.

Le versant droit commence par un talus presque vertical de 10 mètres de hauteur, formé d'alluvions anciennes consolidées. Au sommet de ce talus, la pente s'adoucit à environ 6 % sur une distance de 50 mètres, avant de redevenir plus forte, atteignant 12 % En revanche, le versant gauche présente une pente constante d'environ 25 % sur toute sa hauteur.

Le lit majeur de l'oued est occupé par une ferme agricole avec des arbres fruitiers, qui s'étend vers la rive gauche. Une station de pompage d'eau est située juste au-dessus de la ferme, sur le versant gauche du site. Le versant droit est utilisé pour l'agriculture céréalière, avec quelques plantations d'arbres fruitiers.

I.8.2 Géologie de la cuvette :

La cuvette du barrage correspond à une large vallée formée par l'oued Rabta, située sur des terrains vallonnés et marneux datant du Miocène. En amont, la zone s'étend jusqu'aux gorges étroites des montagnes des Aït Oumalou, composées de roches métamorphiques anciennes (le socle). Le contact entre ces roches anciennes et les terrains sédimentaires se situe à environ 2 km en amont du barrage.

Dans la vallée, le fond est rempli par des dépôts alluviaux récents, tandis que les versants sont constitués de marnes altérées en surface mais dures en profondeur. Une importante discordance géologique est observée : des couches de grès, inclinées presque verticalement, reposent sur le socle cristallin, ce qui témoigne d'un plissement tectonique postérieur au Miocène.

Enfin, on trouve à proximité une bande d'alluvions anciennes, ainsi que des affleurements de roches telles que le poudingue et le grès, marquant la transition entre les terrains marneux et le socle métamorphique.

I.9 Les zones d'emprunt :

La recherche des zones d'emprunt, c'est-à-dire des sites où prélever les matériaux nécessaires, sera principalement concentré dans la zone de la cuvette. Cette approche vise à limiter les impacts environnementaux liés à l'extraction de grandes quantités de matériaux en dehors de cette zone, tout en augmentant la capacité de la cuvette.

Par ailleurs, la proximité de deux carrières permettra de réaliser des études géotechniques afin de mieux caractériser les matériaux rocheux qu'elles produisent.

Pour répondre aux différentes variantes du projet, il sera nécessaire de caractériser plusieurs types de matériaux selon leur usage :

- les matériaux fins pour le noyau imperméable,
- les matériaux pour les recharges (sols, sols renforcés par enrochements ou enrochements seuls),
- ainsi que les agrégats.

Six zones d'emprunt potentielles ont été identifiées pour investigation :

- **Zones 1 à 3** : destinées à fournir les matériaux pour le noyau imperméable.
- **Zone 4** : pour les matériaux utilisés dans les filtres et les recharges.
- **Zone 5** : pour les agrégats et les enrochements.
- **Zone 6** : pour les recharges en xystes (un type spécifique de matériau).

Trois sondages avec carottage continu (S14 à S16) ont été effectués spécifiquement pour analyser la qualité des matériaux dans la zone d'emprunt n°5. Ces sondages permettent de prélever des échantillons destinés à des essais en laboratoire afin de déterminer des paramètres clés tels que le degré d'altération, le degré de fracturation, le taux de récupération des carottes et l'indice RQD.

Par ailleurs, 48 puits de reconnaissance peu profonds, d'une profondeur comprise entre 3 et 5 mètres, ont été creusés pour prélever des échantillons de sols non rocheux destinés à des analyses en laboratoire. Ces puits couvrent l'ensemble des six zones d'emprunt du projet.

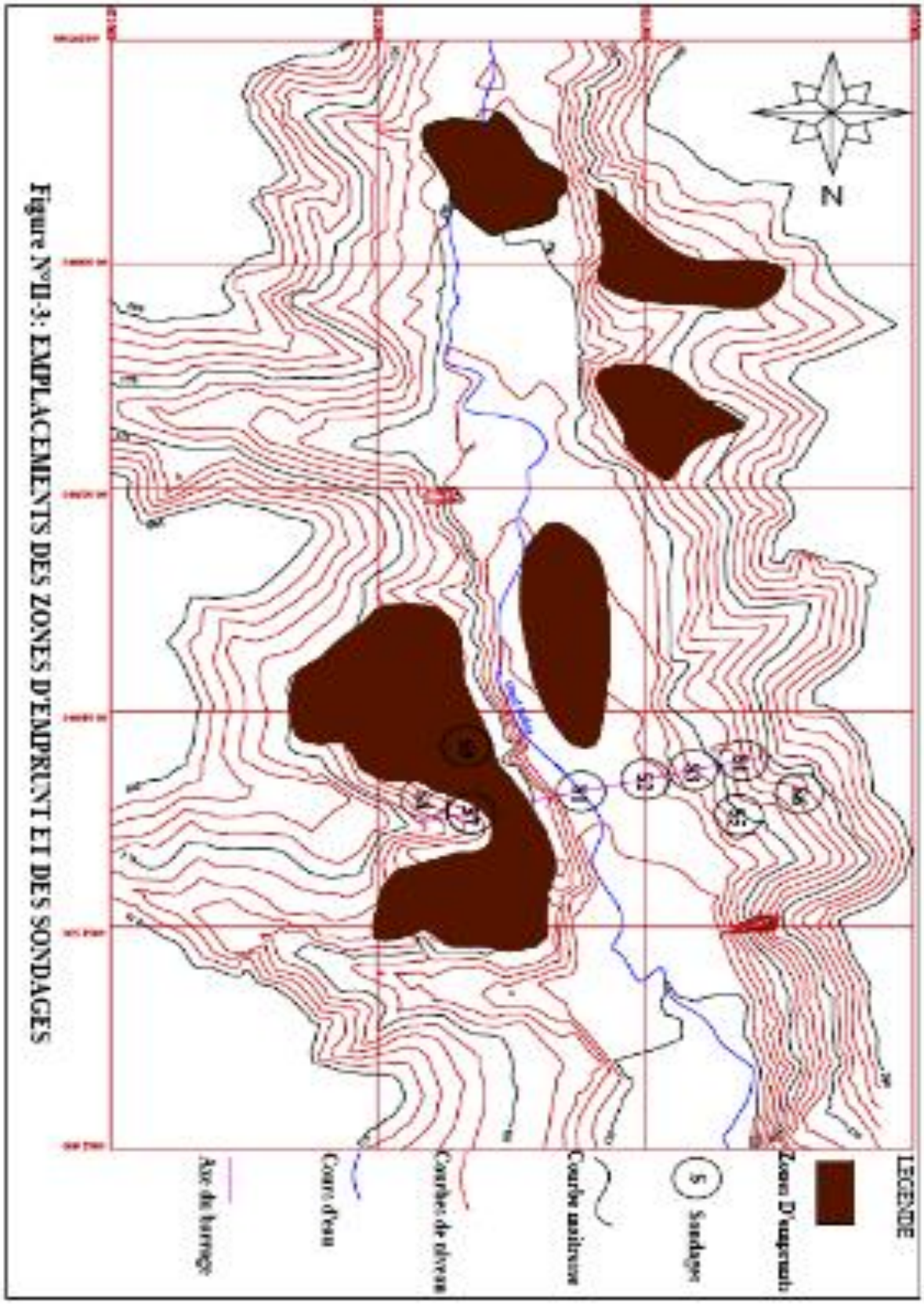


Figure I-5 : Emplacement des zones d'emprunt et des sondages (ANBT).

I.10 Reconnaissances in SITU :

Dans cette phase, au niveau du site du barrage, huit sondages carottés (BF-1 à BF-8), deux profils sismiques de réfraction comprenant respectivement quatre et trois tronçons (RPS1 à RPS7), ainsi que deux profils électriques avec cinq et six sondages électriques respectivement (SEV1 à SEV5 et SE1 à SE6), ont été exécutés.

Complémentairement, des essais de perméabilité de type Lugeon ont été réalisés au cours des sondages carottés. Des piézomètres ont également été installés sur la profondeur totale de cinq sondages de reconnaissance. Enfin, un total de vingt puits a été exécuté dans le cadre de la recherche des matériaux de construction (voir tableau II.1).

Tableau 0-1 : Synthèse des travaux d'investigation géotechnique exécutés.

Travaux d'investigation	Unité	Total
Puits de reconnaissance	U	109
Profils sismiques	U	2
Sondages électriques	U	11
Sondages	U	25
Forages	m	895
Piézomètres	U	5
Essais Lugeon	U	117
Essais Lefranc	U	18
Essais SPT	U	39

I.10.1 Sondages électriques :

Deux profils de sondages électriques ont été réalisés afin de caractériser l'extension et l'épaisseur des alluvions, ainsi que de décrire la morphologie du substratum marneux.

Les résultats indiquent que la couverture alluvionnaire, s'étendant sur une largeur d'environ 150 mètres de part et d'autre de l'axe de l'oued Rebta, atteint une épaisseur maximale de 12 mètres au centre du lit de l'oued.

La cartographie géophysique du substratum marneux révèle par ailleurs une hétérogénéité notable : sur la rive droite, les valeurs de résistivité varient entre 28 et 35 Ω·m, suggérant une compacité plus élevée des marnes ; tandis que sur la rive gauche, une résistivité inférieure à 10 Ω·m traduit une compacité moindre.

Enfin, l'interprétation des données met en évidence une topographie irrégulière du substratum, dont l'altitude varie entre 84 et 150 mètres, le point le plus bas étant localisé au niveau du lit de l'oued.

I.10.2 Sismique de réfraction :

Deux profils sismiques (P1 et P2) ont été réalisés dans le cadre de l'étude de faisabilité, respectivement à l'axe de l'oued Rabta et sur la rive gauche. Ces investigations ont permis d'identifier plusieurs niveaux géologiques majeurs. À l'axe de l'oued, les couches reconnues se composent de sable fin, d'alluvions relativement épaisses, puis de marnes compactes.

Sur les rives gauche et droite, les coupes géosismiques ont mis en évidence, sous une couverture argileuse de 2 à 3 mètres, deux niveaux marneux distincts :

- Un premier niveau, d'une épaisseur comprise entre 10 et 25 mètres, constitué de marnes altérées. Celles-ci présentent une vitesse de propagation des ondes longitudinales de 1700 à 2000 m/s et des ondes transversales de 1100 à 1300 m/s.
- Un second niveau, épais de 20 à 35 mètres dans la partie nord-est du profil P1, formé de marnes plus compactes. Les vitesses d'ondes y sont plus élevées : 2000 à 2500 m/s pour les ondes longitudinales et 1300 à 1600 m/s pour les ondes transversales.

Ces résultats sismiques offrent une caractérisation précise de la stratigraphie et des propriétés mécaniques des formations marneuses. Ils constituent une base essentielle pour l'évaluation géotechnique du site et la planification des travaux futurs.

I.10.3 Puits de reconnaissance :

Lors de l'étude de faisabilité, plusieurs puits avaient été forés le long de l'axe du barrage, bien que les logs correspondants ne soient pas disponibles. Dans le cadre de la phase d'Avant-Projet Définitif, vingt-trois nouveaux puits ont été ouverts afin d'identifier visuellement le terrain de fondation du barrage et des ouvrages annexes, ainsi que de prélever des échantillons pour la caractérisation en laboratoire des terrains non rocheux. Parmi ces puits, dix-huit ont été réalisés le long de l'axe du barrage, avec des profondeurs comprises entre 2,8 et 3,2 mètres. Lors de leur ouverture, un niveau d'eau a été observé dans le lit de l'oued, à des profondeurs variant de 1,1 à 2,4 mètres, tandis qu'aucune présence d'eau n'a été détectée sur les rives.

En complément, cinq autres puits ont été forés sur la rive gauche, en aval du barrage, dans la zone destinée à accueillir l'axe de l'évacuateur de crues principal. Aucun niveau d'eau n'a été relevé dans ces emplacements.

Ces travaux de reconnaissance par puits ont permis d'améliorer la connaissance des conditions hydrogéologiques et géotechniques du site, fournissant des éléments essentiels pour la conception et la sécurisation des fondations du barrage et de ses ouvrages associés.

I.10.4 Sondages carottés :

Un total de vingt et un sondages carottés a été réalisé sur les sites du barrage et des ouvrages hydrauliques lors des phases d'étude de faisabilité et d'avant-projet définitif. Principalement verticaux, ces sondages avaient pour objectif d'évaluer la perméabilité, la déformabilité et la résistance au cisaillement du massif de fondation. Le carottage continu a permis d'analyser le degré d'altération et de fracturation des formations rocheuses selon les normes ISRM, à l'aide des taux de récupération et de l'indice RQD, afin de classer la qualité du massif.

Ces investigations ont permis une caractérisation détaillée des formations géologiques et géotechniques, incluant la nature lithologique, les propriétés mécaniques et hydrogéologiques, la détection d'accidents tectoniques et la détermination de l'épaisseur des sols résiduels.

Par ailleurs, des tubes piézométriques installés dans certains sondages ont permis de mesurer les niveaux d'eau réels, principalement dans le fond de la vallée et sur la rive droite. Ces niveaux apparaissent uniformes et peu influencés par l'écoulement superficiel, avec des profondeurs comprises entre 1,6 et 2,4 mètres.

I.10.5 Essais in situ :

I.10.5.1 Essais Lugeon :

L'exécution des sondages carottés fut également accompagnée de la réalisation d'essais d'absorption du type Lugeon afin de mesurer la perméabilité d'un massif rocheux en injectant de l'eau sous pression dans un forage et en évaluant le débit résultant.

Les essais Lugeon réalisés sur le site du barrage montrent globalement des valeurs d'absorption très faibles, inférieures à 1 unité Lugeon (UL) indiquant une perméabilité très faible du massif rocheux. Lors de l'Étude de Faisabilité, des valeurs plus élevées ont été observées, notamment une valeur unique supérieure à 20 UL, quatre valeurs

supérieures à 10 UL et neuf entre 3 et 10 UL, principalement dans un sondage spécifique (BF-1), mais ces résultats sont probablement biaisés par un équipement défectueux, car ils ne sont pas confirmés par des sondages adjacents. La majorité des essais (86 %) présentent des valeurs inférieures à 3 UL, avec une moyenne autour de 1.5 UL, ce qui confirme la faible perméabilité du massif.

L'analyse des essais révèle un régime d'écoulement essentiellement laminaire, supérieur au régime de Darcy, et une tendance à la constance de la section des fissures et fractures. Ces observations conduisent à la conclusion que le massif marneux et marno-calcaire est pratiquement imperméable.

I.10.5.2 Essais Lefranc :

L'essai Lefranc est un test géotechnique in situ qui permet de mesurer ponctuellement la perméabilité horizontale d'un sol aquifère en injectant ou en prélevant de l'eau dans une cavité aménagée à la base d'un forage, puis en observant l'évolution de la charge hydraulique dans le temps. Il est utilisé pour évaluer la capacité d'infiltration de l'eau dans des sols peu perméables, avec une plage de perméabilité typique comprise entre 10^{-2} et 10^{-7} m/s. Cette méthode, relativement simple et rapide à mettre en œuvre, fournit des données essentielles pour la conception des systèmes de drainage, l'évaluation des risques géotechniques et environnementaux, et la gestion des ressources hydrauliques.

Les valeurs de perméabilité (k) obtenues sont relativement élevées, correspondant à celles de sols allant du sable moyen **(10^{-3} à 10^{-4} m/s)** au sable fin **(10^{-4} à 10^{-5} m/s).** Les moyennes calculées pour les trois formations géologiques étudiées sont similaires d'environ **5×10^{-4} m/s.**

I.10.6 Étude sismologique :

Tenant compte des caractéristiques de l'ouvrage par rapport au risque potentiel. on a admis pour le séisme SME une période de retour de 1000 ans et pour le séisme SMP une période de retour de 10 000 ans.

Pour la définition des accélérations correspondantes à ces périodes de retour on a fait appel à des méthodes probabilistes et déterministes.

Tenant compte des caractéristiques de l'ouvrage par rapport au risque potentiel, on propose des valeurs suivantes pour les actions séismiques de ce projet :

$$\textbf{SME : } a_{max} = 200\ cm/s^2$$

SMP : $a_{max} = 350\ cm/s^2$

I.10.7 Sismicité régionale et réglementation RPA

Le Règlement Parasismique Algérien version 2024 (RPA 2024) propose une nouvelle classification du territoire national en fonction de l'aléa sismique. Cette classification repose sur l'intensité et la fréquence attendues des séismes, la proximité des failles actives, ainsi que sur les effets de site liés à la nature du sol. Contrairement à l'ancienne version (RPA 99 modifié en 2003) qui distinguait quatre zones principales, la nouvelle réglementation établit désormais sept zones, numérotées de 0 à VI, allant d'une sismicité négligeable à une sismicité maximale.

La zone 0 correspond aux régions où l'activité sismique est quasi nulle et où la probabilité d'occurrence d'un séisme dommageable est extrêmement faible. La zone I regroupe les secteurs à sismicité faible, où l'accélération horizontale de calcul reste modeste. La zone II correspond à une sismicité modérée, nécessitant déjà un dimensionnement parasismique adapté. La zone III traduit une sismicité moyenne à marquée, avec des accélérations plus importantes. La zone IV est associée à une sismicité élevée, où les ouvrages doivent être conçus pour résister à des secousses notables. La zone V correspond à une très forte sismicité, proche des zones de failles actives majeures, avec des niveaux d'accélération élevés. Enfin, la zone VI regroupe les régions les plus critiques, exposées aux séismes destructeurs de forte magnitude ; dans ce cas, l'accélération de calcul peut atteindre des valeurs de l'ordre de 0,40 g, voire davantage après prise en compte des coefficients liés au sol et à l'importance de l'ouvrage.

Cette nouvelle classification renforce ainsi les exigences de conception, en intégrant des coefficients supplémentaires tels que le facteur d'importance des bâtiments, le coefficient de site et le coefficient de comportement, de manière à mieux représenter les conditions locales et la vulnérabilité potentielle des structures.

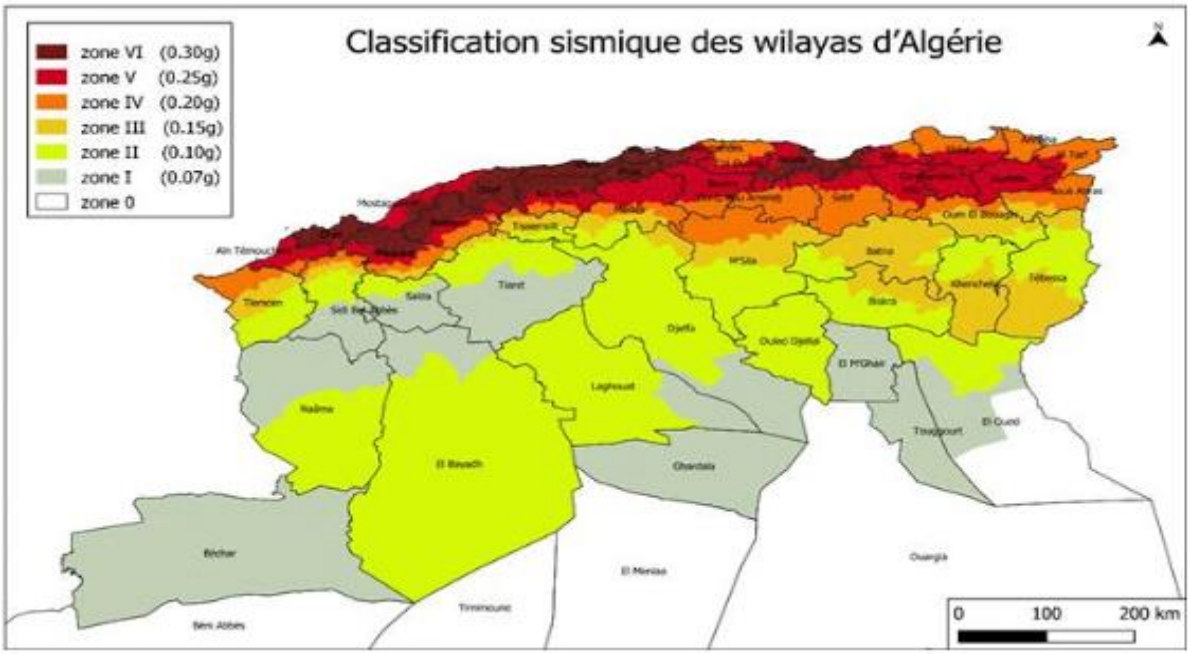


Figure I-6 : Carte sismique de l'Algérie selon les R.P.A version 2024 (C.G.S)

D'après la ***Figure I-6*** , la **wilaya de Tizi-Ouzou**, où se situe le site du barrage de Bounachi, appartient à la **zone IV**, correspondant à une **sismicité élevée**. La valeur réglementaire de l'accélération horizontale de calcul pour cette zone est fixée à **0,20 g et verticale de 0.18 g.**

I.11 Essais au laboratoire sur les matériaux de la fondation du barrage :

Dans la zone prospectée, on peut distinguer les alluvions actuelles (Ta Al), les alluvions anciennes (Ta q1), les marnes altérées (Ma) et les argiles à encroutements calcaires (Ae) qui présentent des caractéristiques géotechniques distinctes.

Pour caractériser les matériaux meubles au niveau de la fondation du barrage, des essais au laboratoire ont été exécutés sur 29 échantillons prélevés dans les puits de reconnaissance (échantillons remaniés). Les essais réalisés comprennent : identification, compactage et œdomètre.

I.11.1 Les essais d'identification :

29 échantillons remaniés prélevés dans les puits réalisés au niveau de la fondation du barrage ont été sélectionnés et soumis à des essais d'identification, analyses granulométriques (par tamisage et sédimentologie), détermination des limites de consistance, équivalent de sable et teneur en eau. La synthèse des principaux résultats obtenus est présentée dans le tableau suivant :

Tableau I-2 : Résumé des résultats des essais d'identification pour la fondation du barrage

Echantillon	Profond (m)	Analyse granulométrique (%)				Limites d'Atterberg			At	E.S. (%)	W (%)	M.O. (%)
		<2µm	<0.075 mm	0.075-4.75 mm	>4.75 mm	LL (%)	LP (%)	IP				
Pt 2	0.3-2.9	13.3	97	3	0	45	20	25	1.88	0		
P2	1.2-3.1		94.7	5.2	0.1	46	18	28				
P3	1.3-3.2		99.2	0.7	0.1	48	19	22			21.2	
P5	1.0-2.8		3.5	42	54.5	54	21	33				
P6-1	0.7-1.5	2.2	11.5	30.9	57.6	38	20	18	8.18			3.14
P6-2	1.5-2.5	16	94.7	5	0.3	35	17	18	1.13		14.5	
P7	0.7-2.4		88	5	7	50	32	18		0		
P8	1.2-2.8		94.8	5.2	0	56	27	30			20.4	
Pt 4	0.9-2.7	12.8	93.3	3.8	2.9	52	22	30	2.34			
Pt 5	0.9-2.7		92.9	4.9	2.2	53	27	26				2.94
Pt 6	0.9-2.7		88.5	6.9	4.6	51	30	21				
Pt 7	0.9-2.6		99.2	0.8	0	58	19	39				
P 9	1-3	19	56	28.5	15.6	66	28	38	2			
Pt 8	1-2.9	12.94	94.6	4.7	0.7	54	20	34	2.63			
Pt 9	0.4-2.7		97.1	2.5	0.4	52	27	25		0		2.06
Pt 10	0.7-2.6		94.9	3.5	1.6	52	24	28				
P10-1	0 .6-2.6	9	93.6	4.3	2.1	52	24	28	3.11			
P10-2	2.6-3.0		95.7	3.1	1.3	50	23	27				
P4	0.5-3.0		11.3	42.2	46.5	57	25	32		91.92		3.22
P13-1	1-2.2		8	72.9	19.1	39	19	20				
P13-2	2.2-3.1	24	94.4	5.6	0	27	21	6	0.25		27.1	

Avec :

At = Activité des argiles / E.S = Équivalent de sable/ W = Teneur en eau / M.O=Teneur en matière organique.

I.11.2 L'essai de compactage :

Les essais de compactage Proctor modifié réalisés sur les échantillons de sols fins ont fourni des valeurs de $\gamma_{d\,max}$ varient entre 16.9 et 20.0 kN/m^3, avec une valeur moyenne de 18.1 kN/m^3, et des valeurs de ω_{opt} entre 9.1 et 16.2 % et une valeur moyenne de 13.8 %. Le degré de saturation obtenu dans les essais varie entre 70 et 81 % et la valeur moyenne est de 75 %.

I.11.3 L'essai œdométrique :

En raison de la nature essentiellement argileuse des matériaux de la fondation du barrage, on a fait un essai œdométrique sur l'échantillon P6-2 correspondant à marne altérée pour analyser la déformabilité et le temps de consolidation de ces matériaux.

Ainsi, les paramètres suivants ont été obtenus :

Indice de compression Cc : 0.279 ; indice de gonflement Cg : 0.051 et indice de vides en place e_0 : 0.804 ce qui conduit à une valeur de $\Delta H = \frac{C_c}{1+e_0}$ de 0.15 qui correspond à un sol assez déformable.

Tableau 0-3: Classification de la déformabilité.

ΔH	**Déformabilité**
$\Delta H < 0.02$	Très faible
$0.02 < \Delta H < 0.05$	Faible compressibilité
$0.05 < \Delta H < 0.10$	Moyenne
$0.10 < \Delta H < 0.20$	Assez élevée
$0.20 < \Delta H$	Très élevée

I.11.4 Essais de laboratoire sur les matériaux rocheux de la fondation :

Pour caractériser les matériaux rocheux occurrents au niveau de la fondation du barrage, des essais au laboratoire ont été exécutés sur des carottes des sondages (échantillons intacts). Les essais effectués ont été :

- Masses volumiques, teneur en eau, absorption d'eau et porosité ;
- Résistance à la compression uniaxiale ;
- Essai œdométrique.

La synthèse des principaux résultats obtenus est présentée dans le Tableau 0-3.

Tableau 0-4 : Résumé des résultats des essais au laboratoire (matériaux rocheux).

Échantillon	Profondeur (m)	Description	γ_s (kN/m³)	W (%)	Absorption d'eau (%)	Porosité (--)	Résistance à la compression uniaxiale (MPa)
S2	7.80–8.20	Marne peu altérée	26.9	--	Dissous avant 24h		10.84
S2	18.55–19.50	Marne compacte	21.8	--			21.82
S3	16.20–16.50	Marne compacte	23.4	--			43.83
S4	17.70–18.00	Marne compacte	23.2	10.98			--
S5	10.50–11.02	Marne compacte	23.2	--			32.73
S5	27.27–27.64	Marne compacte	19.9	14.77			--
S6	7.50–7.95	Marne compacte	23.7	--			21.91
S6	26.12–26.48	Marne compacte	23.3	11.19			--
S7	22.90–23.15	Marne compacte	22.8	--			119.33
S8	16.65–17.10	Marne compacte	23.4	8.18			--
S9	18.50–19.00	Marne compacte	24.2	--			21.91

- γ_s – Masse volumique sèche.
- W – Teneur en eau.

I.12 Conditions géotechniques :

Le site du barrage de Bounachi est implanté dans une large vallée située à environ 3,6 km en amont de la confluence de l'oued Rabta avec l'oued Sebaou. Cette vallée se caractérise par un versant gauche plus abrupt et une plaine d'inondation plate d'environ 30 m de largeur. Le substratum est constitué principalement de marnes et de marno-calcaires miocènes très compacts, difficiles à différencier, recouverts par des matériaux argileux issus de leur altération. Des alluvions anciennes et actuelles, d'épaisseurs variables (jusqu'à plus de 10 m sur le versant droit et de 3 à 10 m dans la plaine d'inondation), surmontent ce substratum. Aucun indice de faille n'a été détecté dans la zone d'emprise du barrage.

Le massif de fondation a été divisé en trois zones géotechniques distinctes, chacune présentant des propriétés spécifiques à prendre en compte pour la conception des ouvrages. Ces données géologiques et géotechniques, issues de plusieurs phases d'étude, permettent d'adapter les caractéristiques des matériaux et des structures à réaliser, assurant ainsi la stabilité et la sécurité du barrage.

En résumé, le site repose sur un substratum marneux compact recouvert d'alluvions variées, sans présence de failles majeures, avec une organisation géotechnique zonée qui facilite une conception adaptée aux contraintes locales.

Le zonage géotechnique du site du barrage de Bounachi a été établi en tenant compte des caractéristiques lithologiques, structurelles, mécaniques et hydrogéologiques des formations présentes, déterminées par des essais in situ et en laboratoire. Trois principales zones géotechniques ont été définies :

Zone ZG3 : Constituée de la couverture de terre végétale, des dépôts de cônes de déjection et des alluvions anciennes et actuelles. Elle se subdivise en deux sous-zones :

ZG3B : sols argileux limoneux et sableux, avec une perméabilité comprise entre 10^{-3} et 5×10^{-5} m/s, d'une épaisseur maximale d'environ 6,5 m près du lit de l'oued.

ZG3A : alluvions sableuses, graviers et galets, présentant des perméabilités similaires, avec une épaisseur atteignant 10 à 11 m dans le lit de l'oued.

Zone ZG2 : Formée d'argiles issues de l'altération des marnes et de marnes altérées, avec des perméabilités comprises entre 10^{-3} et 10^{-4} m/s. Elle se divise en :

ZG2B : argiles à encroûtements calcaires et marnes altérées, d'une épaisseur variant entre 3,5 et 9 m selon la rive.

ZG2A : marnes altérées et rares argiles marneuses, constituées de roches très altérées à faible perméabilité (<1 UL), avec des épaisseurs généralement inférieures à 3 m.

Zone ZG1 : Massif rocheux composé de marnes compactes peu altérées, présentant les meilleures caractéristiques mécaniques (résistance à la compression comprise entre 20 et 45 MPa) et une perméabilité très faible (inférieure à 1 UL). Cette zone constitue le support principal pour l'ancrage du voile d'injection assurant l'étanchéité du barrage.

La variabilité des caractéristiques géotechniques au sein de ces zones permet d'adapter la conception des ouvrages, en garantissant à la fois stabilité et étanchéité. Toutefois, des contrôles complémentaires restent nécessaires, notamment afin de confirmer certains résultats d'essais Lugeon affectés par des anomalies techniques.

- **Manque de zone d'emprunt :**

Les investigations menées sur le site du barrage de Bounachi ont révélé que les formations locales ne présentent pas de gisements de matériaux favorables pour les remblais et les enrochements. En effet, les sols argileux et marneux issus de l'altération montrent des caractéristiques mécaniques faibles, avec une forte compressibilité (indice de compression Cc = 0.279, rapport Cc/(1+e0) ≈ 0.15) traduisant un comportement très déformable, incompatible avec l'utilisation en noyau ou en recharge. Les alluvions identifiées dans la plaine d'inondation et le lit de l'oued n'excèdent pas 10 à 11 m d'épaisseur et se composent de matériaux hétérogènes, à perméabilités relativement élevées (de l'ordre de 10^{-3} à 5×10^{-5} m/s), ne garantissant ni la stabilité ni l'étanchéité recherchées. Quant aux marnes compactes du substratum, elles présentent certes une bonne résistance (20 à 45 MPa) et une perméabilité très faible (< 1 UL), mais leur extraction est techniquement difficile et économiquement défavorable en raison de leur dureté et de leur faible fracturation.

Ces résultats démontrent que, malgré une caractérisation géotechnique complète, le site ne dispose pas de zones d'emprunt exploitables en quantité et en qualité suffisantes. Cela impose donc le recours à des matériaux importés depuis des carrières extérieures, tout en maintenant la faisabilité du projet grâce à la stabilité du massif de fondation.

Conclusion :

L'étude géographique, géologique et géotechnique du site du barrage de Bounachi a permis d'établir les bases nécessaires à sa conception. L'analyse du bassin versant a mis en évidence ses caractéristiques topographiques et hydrologiques, essentielles pour la compréhension du fonctionnement du réseau hydrographique et pour la définition des conditions hydrologiques du projet.

Les investigations géologiques et géotechniques ont montré que les fondations reposent sur des formations marneuses miocènes compactes et peu perméables, offrant un support favorable à la stabilité de l'ouvrage. L'absence de failles majeures et la résistance mécanique satisfaisante du substratum renforcent la sécurité du site.

Cependant, l'étude des zones d'emprunt a révélé une contrainte notable : l'insuffisance en qualité et en quantité des matériaux locaux, rendant nécessaire le recours

à des gisements extérieurs. Si cette limitation engendre des implications logistiques et économiques, elle ne remet pas en cause la faisabilité du projet.

En somme, le site du barrage de Bounachi présente des conditions naturelles globalement favorables à sa réalisation, sous réserve d'une gestion rigoureuse de l'approvisionnement en matériaux de construction.

Chapitre II :

Etude hydrologique

Introduction :

L'étude hydrologique du bassin versant du barrage constitue une étape fondamentale dans le dimensionnement de l'ouvrage. Elle vise à analyser le comportement du bassin en matière d'écoulement des eaux de pluie, en tenant compte de sa géomorphologie, de la nature de son réseau hydrographique et des caractéristiques des sols.

La première étape consiste à délimiter précisément la surface du bassin versant à partir de cartes topographiques ou de photos aériennes, en suivant la ligne de partage des eaux. La forme du bassin, sa pente, ainsi que sa superficie, influencent directement le temps de concentration et la réponse hydrologique aux événements pluvieux.

Cette analyse permet ensuite de déterminer un ensemble de paramètres essentiels à la conception du barrage : volume mort, volume utile, débit régularisé, débit de crue, débit solide, et capacités de laminage. Enfin, une étude d'optimisation est également menée dans ce chapitre afin de définir la largeur optimale du déversoir, en recherchant un compromis entre sécurité hydraulique et coût de l'ouvrage.

II.1 Description du bassin versant :

Le bassin versant de l'oued Rebta se situe à l'est de Tizi Ouzou, c'est un sous bassin de l'oued de Sebaou.

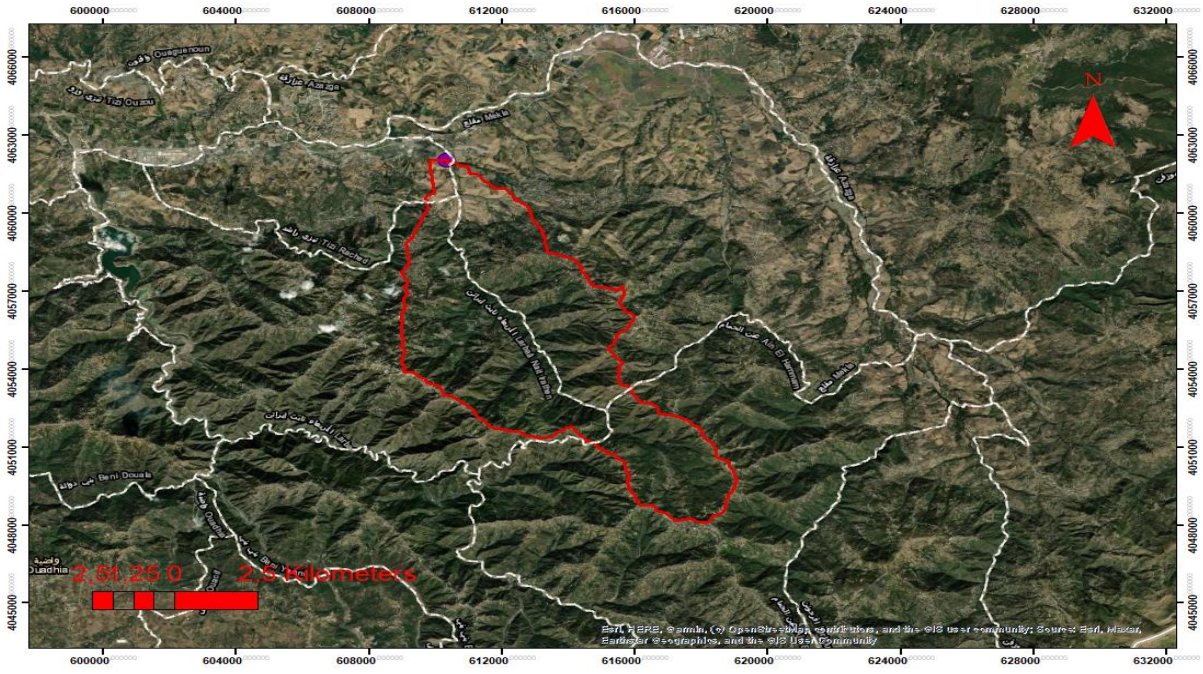


Figure II-1: Délimitation du bassin versant.

II.2 Caractéristiques du bassin versant :

II.2.1 Paramètres géométriques :

A partir de la délimitation du bassin versant en utilisant **le logiciel ArcMap**, on a pu avoir les paramètres suivants :

- La surface du bassin versant est : **S = 62 Km^2.**
- Le périmètre P du bassin versant est : **P= 42.56 Km.**
- Le cheminement hydraulique le plus long (thalweg) : $L_{thalweg}$**=18.04 Km.**
- Longueur du cours d'eau principale : L_{cp}**= 5.4 Km.**

II.2.2 Paramètres de forme :

II.2.2.1 Indice de compacité de « Gravelius » Kc :

L'indice admis par les hydrologues pour caractériser la forme d'un bassin versant est l'indice de compacité de GRAVELIUS qui est le rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle de même surface. Si A est la surface du bassin en km² et P son périmètre en km, le coefficient Ko est égal à :

$$Kc = 0.28 \times \frac{P}{\sqrt{S}} \qquad \text{II-1}$$

Avec :

Kc : Indice de compacité.

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

P : périmètre de bassin versant (Km).

Ce qui donne :

$$Kc = 0.28 \times \frac{42.56}{\sqrt{62}} = \mathbf{1.51}$$

Tableau II-1: Classification de bassin selon l'indice de Gravelius.

$K_c < 1.25$	Bassin compact
$1.25 < K_c < 1.5$	Bassin de forme moyenne
$K_c > 1.5$	Bassin plutôt allongé

Donc notre bassin versant est un bassin plutôt allongé car Kc **= 1.51**

II.2.2.2 Coefficient d'allongement :

Plus c'est grand, plus le bassin versant est allongé, plus le temps de concentration (le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus loin en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire) est grande et plus la crue est moins violente.

$$C_a = \frac{L^2}{S} \qquad \textit{II-2}$$

Avec :

Ca : coefficient d'allongement.

L : longueur de talweg principale (Km)

S : surface de bassin versant (Km^2)

Ce qui donne :

$$\mathrm{C_a} = \frac{18.04^2}{62}$$

$$\mathbf{C_a = 5.25}$$

Cela indique un bassin **assez allongé.**

II.2.2.3 Rectangle équivalent :

Cette notion a été introduite pour pouvoir comparer des bassins entre eux du point de vue de l'influence de leurs caractéristiques géométriques sur l'écoulement.

Soit L et I la longueur et la largeur du rectangle, et P et S le périmètre et la surface du bassin versant.

$$L_{re} = K_c \frac{\sqrt{S}}{1{,}128}\left(1 + \sqrt{1 - \frac{1{,}128^2}{{K_c}^2}}\right) \qquad \textit{III-3}$$

$$l_{re} = K_c \frac{\sqrt{S}}{1{,}128}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{1{,}128^2}{{K_c}^2}}\right) \qquad \textit{III-4}$$

Avec :

L_{re} : Longueur de rectangle Km

l_{re} : Largeur de rectangle Km

K_C : Indice de compacité

S : Surface de bassin versant Km^2

Cela nous donne :

$$L_{re} = 17.55 \text{ Km.}$$

$$l_{re} = 3.53 \text{ Km.}$$

II.2.3 Paramètres du relief :

Les paramètres de relief jouent un rôle essentiel dans l'analyse d'un bassin versant, car ils permettent de décrire sa topographie à travers des éléments comme la pente, l'altitude ou encore le relief total. Ces caractéristiques influencent directement la dynamique des écoulements, notamment la vitesse du ruissellement, la concentration des eaux et les phénomènes d'érosion.

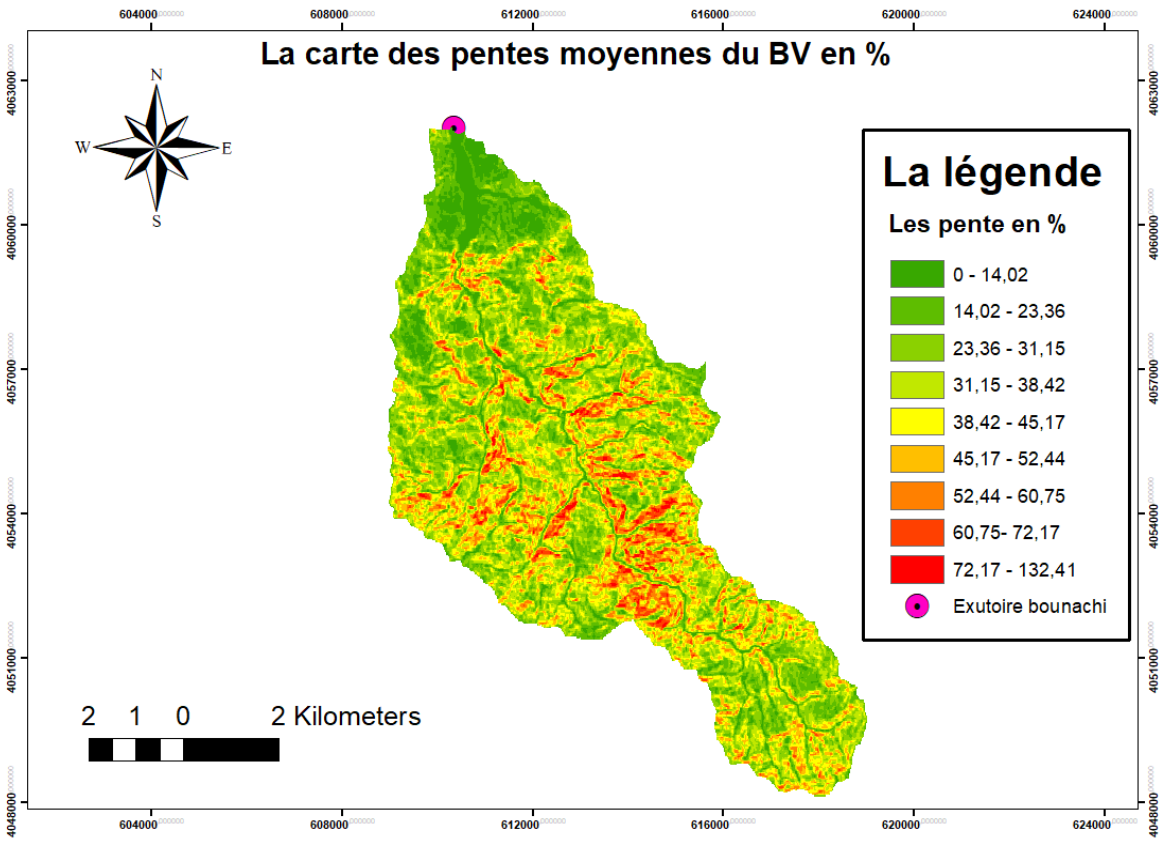


Figure II-2 : La Carte des pentes du bassin versant.

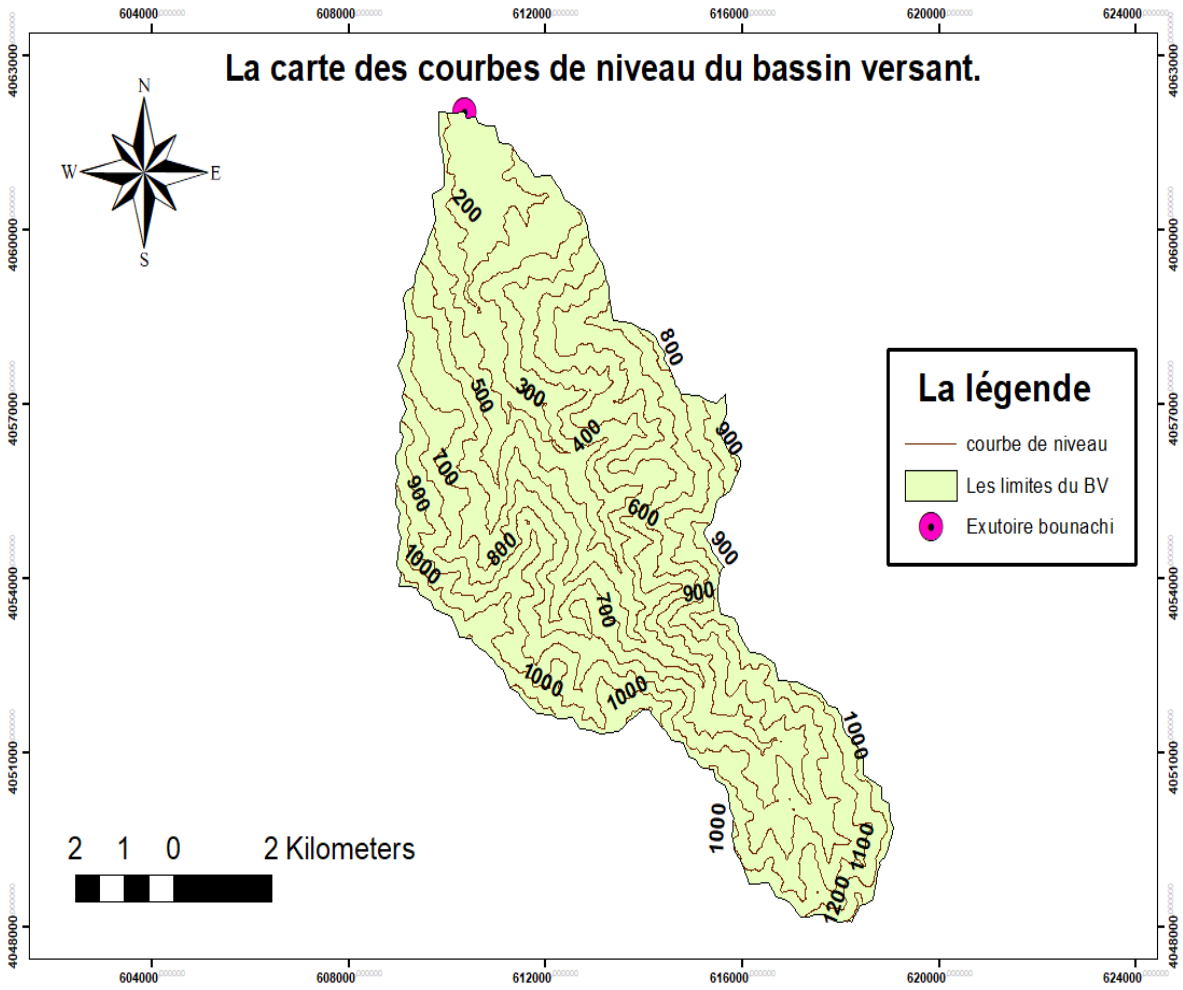


Figure II-3: La carte des courbes de niveaux du bassin versant.

II.2.3.1 La courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique est un outil graphique qui permet de représenter la répartition des altitudes au sein d'un bassin versant. Elle met en relation la surface cumulée du bassin avec l'altitude, Offrant ainsi une vision globale de la morphologie du terrain. L'analyse de cette courbe permet de mieux comprendre l'évolution du relief, d'identifier les zones d'érosion ou de dépôt et d'évaluer la maturité géomorphologique du bassin, ce qui est utile pour anticiper le comportement hydrologique et les dynamiques d'écoulement.

Tableau II-2 : Surfaces partielles et cumulées du bassin versant par tranche d'altitude.

Altitude (m)	H_{moy} (m)	Surface partielle (Km^2)	Surface Cumulée (Km^2)	Surface cumulée (%)
119-200	159.5	2.91	2.91	4.68
200-400	300	9.06	11.96	19.29
400-600	500	14.32	26.28	42.38
600-800	700	16.54	42.82	69.05
800-1000	900	15.57	58.39	94.15
1000-1200	1100	3.09	61.99	99.95
1200-1400	1300	0.03	62.02	100.00

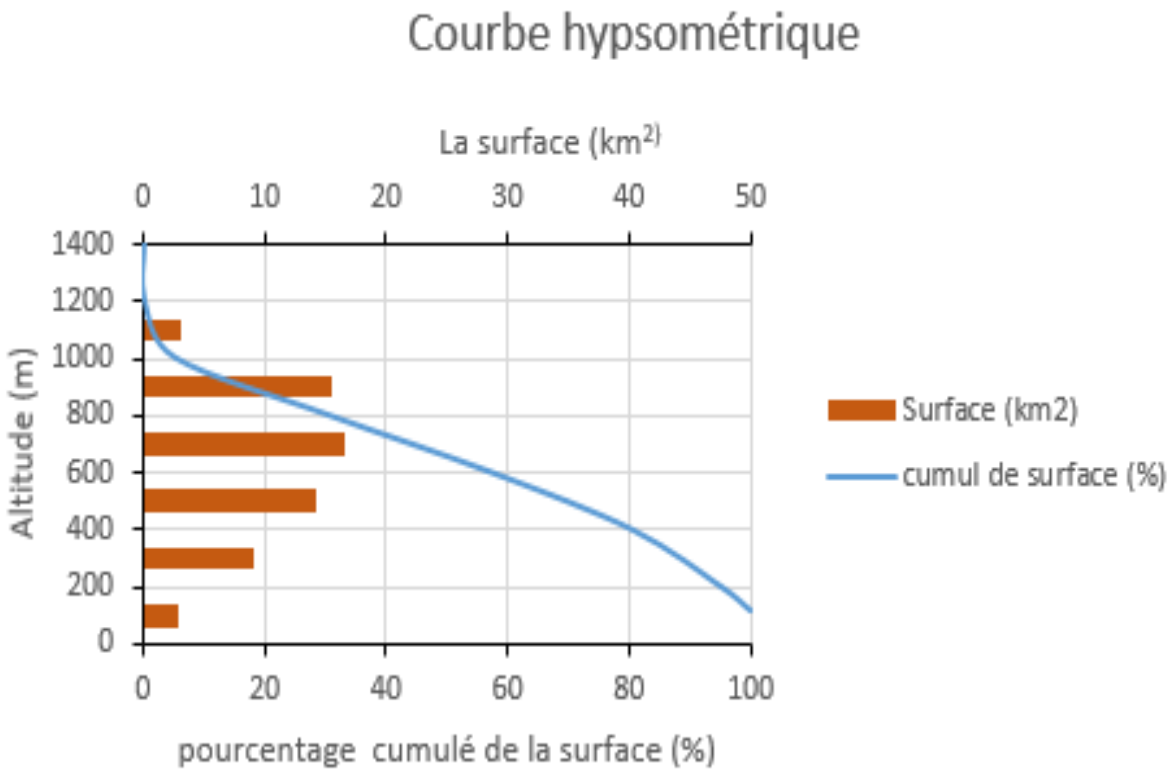


Figure II-4 : Courbe hypsométrique et diagramme à bandes des surfaces du bassin versant.

L'hypsométrie exprime la distribution des altitudes au sein du bassin versant afin d'identifier les hauteurs significatives.

Hauteur (H5% et H95%) : des altitudes correspondantes à la projection 5% et 95% de la surface du bassin.

Hauteur médiane H50% : correspondantes à la projection 50% de la surface du bassin.

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

$$Hmoy = \frac{\sum Si \times Hi}{S} \qquad \text{II-5}$$

Avec :

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

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

S : surface totale du bassin versant (Km²).

Les hauteurs significatives : d'après **Tableau II-3** et **Figure II-5** on tire les hauteurs suivantes :

Tableau II-4 : Tableau des hauteurs significatives.

Hauteurs significatives	**H_{min}**	**$H_{95\%}$**	**H_{moy}**	**$H_{50\%}$**	**$H_{5\%}$**	**H_{max}**
Valeurs (m)	119	200	635.09	660	1000	1219

II.2.4 Les indices de pente :

II.2.4.1 Pente moyenne du bassin versant $I_{m\,BV}$:

Tableau II-5 : Tableau des longueurs des courbes de niveaux.

Courbe de niveau (m)	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
Longueur (Km)	10.52	14.49	22.15	28.86	34.79	34.09	1.59	32.75	13.88	5.16	0.91

$$I_{m\,BV} = \frac{\Delta H\,(0.5L_1+L_2+L_3+\cdots+0.5L_n)}{S} \qquad \text{III-6}$$

Avec :

ΔH : Dénivelée est égale à 100 m.

Li : Longueur de la courbe de niveau d'ordre i (en Km).

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

AN :

$I_{m\,BV}$= 31.20 %

II.2.3.2 Indice de pente globale I_g :

Il est défini comme étant le rapport de l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalant. On prend deux points S1, et S2 sur l'axe de l'abscisse telle que 95% de la surface du bassin soit comprise entre ces deux valeurs et que 5% de la surface totale du bassin soit inférieure à S1 et 5% soit supérieure à S2. (Touaibia 2004)

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

$$I_g = \frac{H_{5\%}-H_{95\%}}{L_{re}} \qquad \text{II-7}$$

AN :

$$I_g = 4.55\%$$

Tableau II-6 : Classification d'ORSTOM.

R1	Relief très faible	$I_g < 0.002$
R2	Relief faible	$0.002 < I_g < 0.005$
R3	Relief assez faible	$0.005 < I_g < 0.01$
R4	Relief modéré	$0.01 < I_g < 0.02$
R5	Relief assez fort	$0.02 < I_g < 0.05$
R6	Relief fort	$0.05 < I_g < 0.1$
R7	Relief très fort	$0.1 < I_g$

Donc selon le tableau de classification O.R.S.T.O.M. le relief du bassin versant est **un relief assez fort R5.**

II.2.3.3 Indice de pente moyenne Im :

L'indice de pente moyenne, souvent abrégé en IP moyenne, est une mesure qui caractérise la pente moyenne d'une surface ou d'un terrain. Elle est calculée en divisant la différence d'altitude entre deux points par la distance horizontale qui les sépare. On peut également l'obtenir en calculant la pente moyenne sur un segment de terrain ou sur un bassin versant.

$$I_m = \frac{H_{max} - H_{min}}{L_{re}} \qquad \textit{II-8}$$

AN :

$$I_m = 6.26\ \%$$

II.2.4.2 Indice de pente de roche :

Permet d'évaluer l'inclinaison des surfaces rocheuses, il est calculé à partir de la répartition hypsométrique, qui représente le pourcentage de la superficie entre les courbes de niveau.

La formule pour l'indice de pente de roche est la suivante :

$$I_r = \frac{1}{\sqrt{L_{re}}} \times \sum \sqrt{\text{Si} \times \text{Di}} \qquad \text{II-9}$$

Avec :

Di : Dénivelée (distance entre deux courbes de niveaux en (m)).

L_{re}: Longueur du rectangle équivalent (m).

Si : Pourcentage de la superficie entre les courbes de niveaux (%).

Les résultats de calcul sont représentés dans le **tableau II-6** :

Tableau II-7 : Résultat de calcul d'Indice de pente de roche.

Altitude (m)	Surface partielle		Dénivelée	$\sqrt{\text{Si} \times \text{Di}}$
	Si (km^2)	Si (%)	Di (m)	
119-200	2.91	4.72	81	19.56
200-400	9.06	14.72	200	54.26
400-600	14.32	23.28	200	68.23
600-800	16.54	26.88	200	73.32
800-1000	15.57	25.31	200	71.15
1000-1200	3.09	5.03	200	31.71
1200-1219	0.03	0.06	19	1.04

A.N:

$$I_r = \frac{1}{\sqrt{17.55 \times 1000}} \times 319.27$$

$$I_r = 2.41\ \%$$

II.2.4.3 Pente moyenne du cours d'eau principale :

La pente moyenne du cours d'eau influence directement la vitesse d'écoulement de l'eau vers l'exutoire du bassin, et donc le temps de concentration. Une pente forte favorise un écoulement rapide, tandis qu'une pente douce ou quasi nulle ralentit l'écoulement, laissant davantage de temps à l'infiltration dans le sol.

Elle se calcule par le rapport entre la différence d'altitude entre les points extrêmes du cours d'eau et sa longueur totale.

$$Icp = D/Lcp \qquad \text{II-10}$$

Avec :

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

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

AN :

Icp = 1219- 119/5.40

Icp = 0.203 m/m

II.2.4.4 Dénivelée spécifique Ds :

La dénivelée spécifique permet de comparer le relief des bassins versants de taille différente. Elle est définie comme étant le produit de l'indice de pente globale par la racine carrée de la surface du bassin versant. Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout le bassin quel que soit sa surface.

$$Ds = Ig \times \sqrt{S} \qquad \text{II-11}$$

Avec :

Ig : Indice de pente global (m/km)

S : Surface du bassin (km²)

Tableau II-8 : Classification de L'O.R.S.T.O.M (type de relief).

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

AN :

$$\boldsymbol{Ds = 358.93\ m}$$

Donc d'après le tableau III-8 : on déduit que le bassin versant est de classe N° 6 et d'un relief fort.

II.2.5 Les caractéristiques du réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique du bassin versant alimentant le barrage regroupe l'ensemble des cours d'eau qui contribuent à l'écoulement des eaux vers la retenue. Ses caractéristiques (densité, pente, hiérarchie et répartition) influencent directement le volume d'eau apporté au barrage, la vitesse des écoulements et les risques d'érosion ou d'envasement. Une analyse de ce réseau est donc essentielle pour comprendre le fonctionnement hydrologique du barrage et optimiser sa gestion.

II.2.5.1 Ordre du cours d'eau (Hiérarchisation du réseau) :

L'ordre des cours d'eau est une méthode de classification hiérarchique qui permet de décrire l'organisation d'un réseau hydrographique en fonction de ses ramifications. Cette approche aide à identifier les structures principales et secondaires du drainage dans un bassin versant. Pour cette étude, le classement des cours d'eau a été réalisé à l'aide du logiciel **ArcGIS**, en appliquant la méthode de **Strahler (1957)**, qui est la plus couramment utilisée. Selon cette méthode, un cours d'eau sans affluent est d'ordre 1 ; lorsque deux cours d'eau de même ordre se rejoignent, l'ordre augmente d'un niveau ; si deux cours d'eau d'ordres différents confluent, le cours d'eau résultant prend l'ordre le plus élevé des deux. L'ordre le plus élevé observé correspond au cours d'eau principal, situé à l'exutoire du bassin. La figure suivante représente la carte des ordres des cours d'eau du bassin selon la classification de Strahler.

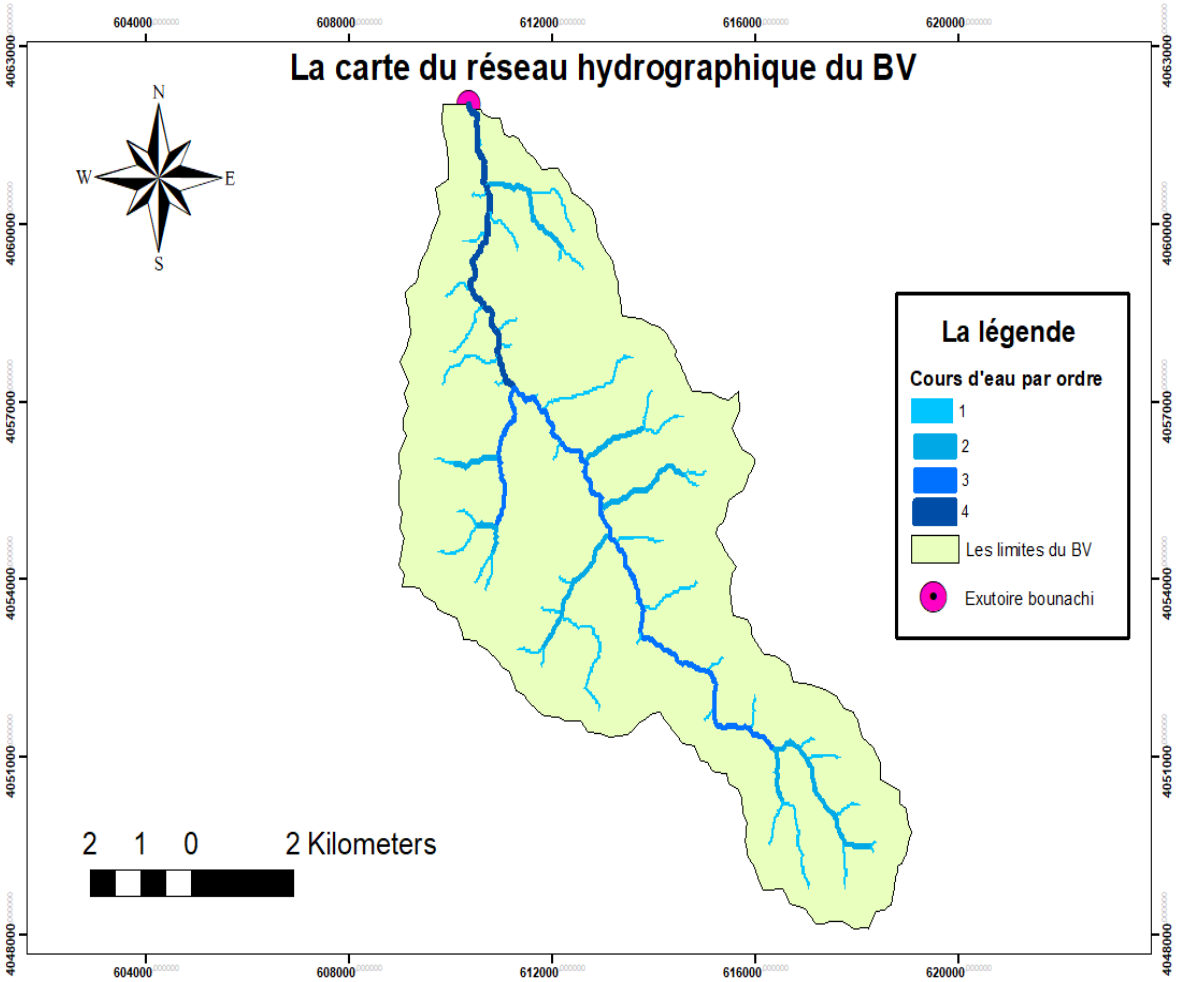


Figure II-6 : La carte du réseau hydrographique du BV par la méthode de strahler.

II.2.5.2 Densité de drainage :

La densité de drainage représente le rapport entre la longueur totale des cours d'eau et la superficie du bassin versant (en km/km²). Elle reflète le degré de ramification du réseau hydrographique. Une densité élevée favorise un écoulement rapide vers le barrage, ce qui peut influencer les apports en eau, les crues et l'envasement.

La densité de drainage est exprimée par la longueur totale du réseau hydrographique sur unité de surface du bassin versant.

Avec :

D_d : Densité de drainage en (km/km^2)

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

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

Tableau II-9 : Tableau des longueurs des cours d'eau.

Ordre du cours d'eau	Longueur (km)
1	26.73
2	13.76
3	11.35
4	5.40
Totale	57.25

A.N :

$$\boldsymbol{D_d = 0.92\ Km/km2}$$

II.2.5.3 Temps de concentration Tc :

Le temps de concentration correspond au temps que met l'eau de pluie pour s'écouler depuis le point le plus éloigné du bassin versant jusqu'à son exutoire. Ce temps de concentration peut être déterminé par plusieurs méthodes :

- **Formule de Giandotti :**

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \qquad \textit{II-13}$$

Avec :

T_c: Temps de concentration (h) ;

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

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

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

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

A.N :

$$T_c = \frac{4\sqrt{62} + 1.5(5.4)}{0.8\sqrt{635.09 - 119}}$$

$$T_c = 2.18\ heures$$

- **Formule de VENTURA**

La formule de VENTURA est une formule empirique utilisée pour estimer le temps de concentration $\mathbf{T_c}$ d'un bassin versant naturel. Elle s'exprime généralement ainsi :

$$T_c = 0.1275 \times \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{I_{bv}}} \qquad \textit{II-14}$$

Avec :

T_c: Temps de concentration (h) ;

I_{bv} : Pente du bassin versant (m/m) ;

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

A.N :

$$T_c = 0.1275 \times \frac{\sqrt{62}}{\sqrt{0.312}}$$

$$\mathbf{T_c = 1.79\ heures}$$

- **Formule de (SOGREAH1986/1989) :**

La formule de SOGREAH (1986/1989) est bien adaptée pour les bassins versants naturels en Algérie, car elle prend en compte la morphologie spécifique des bassins méditerranéens avec des reliefs souvent marqués. Elle est fréquemment utilisée dans les études hydrologiques locales pour estimer le temps de concentration de bassins de petite à moyenne taille.

$$T_c = 3 \times \left(\frac{S \times L_{cp}}{(10 \times I_{cp})^{\frac{3}{2}}} \right) \qquad \textit{II-15}$$

Avec :

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

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

Icp : la pente moyenne du cours d'eau principal en (%).

A.N :

$$T_c = 3 \times \left(\frac{62 \times 5.4}{(10 \times 6.26)^{\frac{3}{2}}} \right)$$

$$\mathbf{T_c = 2.03\ h}$$

- **Formule de SOLOVSKY :**

$$T_c = 4 \times \left(\frac{(SBV \times L_{cp})^{0.333}}{\sqrt{IBV}} \right)^{0.75} \qquad \textit{II-16}$$

Avec :

T_c: Temps de concentration (h) ;

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

SBV : Superficie du bassin versant (K_m^2);

IBV : Pente du bassin versant(m/km).

A.N :

$$T_c = 4 \times \left(\frac{(62 \times 18.04)^{0.333}}{\sqrt{203.7}} \right)^{0.75}$$

$$\mathbf{T_c = 3.14\ heures}$$

- **Comparaison des temps de concentration :**

Tableau II-9 : Comparaison des temps de concentration

Différentes formules	$\mathbf{T_c}$ $(\boldsymbol{h})$
Formule de GIANDOTTI	2.18
Formule de VENTURA	1.79
Formule de SOGREAH (1986/1989)	2.03
Formule de SOLOVSKY	3.14

D'après les résultats obtenus on prend la formule de **VENTURA** avec **Tc = 1 .79 heures.**

II.2.5.4 Vitesse de ruissellement :

La vitesse de ruissellement est la vitesse à laquelle l'eau de pluie s'écoule à la surface du sol vers l'exutoire d'un bassin versant. Elle se calcule comme suit :

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} \qquad \textit{II-17}$$

Avec :

L_{cp}: Longueur du cours d'eau principale (km).

T_c: Temps de concentration (h).

A.N :

$$V_r = \frac{5.4}{1.79} = 3.01 \text{ Km/h}$$

Tableau II-10 : Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant.

Désignation		Symbole	Unité	Valeur
Périmètre		P	M	42.56
Surface		S	Km^2	62
Longueur thalweg		$L_{thalweg}$	Km	18.04
Longueur du cours d'eau principale		L_{cp}	Km	5.4
Indice de compacité		Kc	-	1.51
Coefficient d'allongement		C_a	-	5.25
Rectangle équivalent	Longueur	$L_{re}.$	Km	17.55
	Largeur	l_{re}	Km	3.53
Altitude	Minimale	H_{min}	M	119
	Moyenne	H_{moy}	M	635.09
	Maximale	H_{max}	M	1219
	Médiane	$H_{50\%}$	M	660
Pente Moyenne du BV		$I_{m\,BV}$	%	31.20
Indice de pente globale		I_g	%	4.55
Indice de pente de roche		I_r	%	2.41
Pente moyenne du cours d'eau		I_{cp}	%	20.3
Densité de drainage		D_d	Km/Km^2	0.92
Temps de concentration		T_c	Heure	1.79
Vitesse de ruissellement		V_r	Km/h	3.01

II.3 Caractéristique climatologique :

Les informations climatiques disponibles concernent principalement les précipitations, les températures, ainsi que divers phénomènes météorologiques (vent. insolation. humidité. grêle. neige. orage. etc.).

II.3.1 Température :

Pour la zone étudiée, on travaille avec les enregistrements des températures d'air (de 28 ans) de la station de Tizi Ouzou .

Tableau II-11: Les Températures moyennes de chaque mois à la zone d'étude. (ANRH)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mia	Juin	Juil	Aout	Seb	Oct	Nov	Déc
T_{moy} mensuel (°C)	8.3	9	11.6	14.4	17.5	23.4	25.9	27.5	24.9	18.2	13.7	9.9

II.3.2 Vent :

Les valeurs de la vitesse de vent on utilise les données de la station Larba Nath Irathen.

Tableau II-12 : Vitesse moyenne de vent (ANRH).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	An
V(m/s)	2.7	2.7	2.9	2.8	2.5	2.3	2.3	2.3	2.2	2.5	2.9	3.0	2.6

II.3.3 Evaporation :

Les valeurs d'évaporation de la station de Tizi Ouzou.

Tableau II-13 : Les valeurs de l'évaporation (ANRH).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	An
Evaporation (mm)	120.9	88.8	55.7	37.6	39.8	54.4	69.9	96.4	129.1	155.3	181.5	173.7	1203

II.3.4 Précipitation :

L'étude pluviométrique repose sur l'exploitation des données enregistrées par la station la plus proche et la plus représentative de la zone d'étude. Pour ce travail, il s'agit

de la station météorologique de **Tizi Ouzou**, identifiée sous le code **02 17 12**, qui fournit des données fiables et complètes.

Les caractéristiques de cette station sont présentées dans le ***Tableau II-11.***

Tableau II-14 : Les coordonnées de la station pluviométrique de BENI YENNI (ANRH).

Code	Station	Les coordonnées		
		X (Km)	Y (Km)	Z (m)
02 17 12	BENI YENNI	635.00	365.25	760

Bien que la station de Beni Yenni ne soit pas située à proximité immédiate de notre bassin, elle demeure la plus représentative pour notre étude. Son altitude est supérieure à l'altitude moyenne du bassin. Elle est également la seule à disposer de données complètes, récentes et fiables sur une période d'observation de 41 ans, ce qui en fait une source d'information suffisante et pertinente pour notre analyse.

- **Répartition des précipitations moyennes :**

Tableau II-15 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne mensuelle (1980/2020) (Source ANRH)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Tot
P (mm)	39.2	71.0	111.1	130.6	100.6	105.2	101.4	83.4	62.6	17.0	3.6	8.0	833.8
P (%)	4.7	8.5	13.3	15.7	12.1	12.6	12.2	10.0	7.5	2.0	0.4	1.0	100 .0

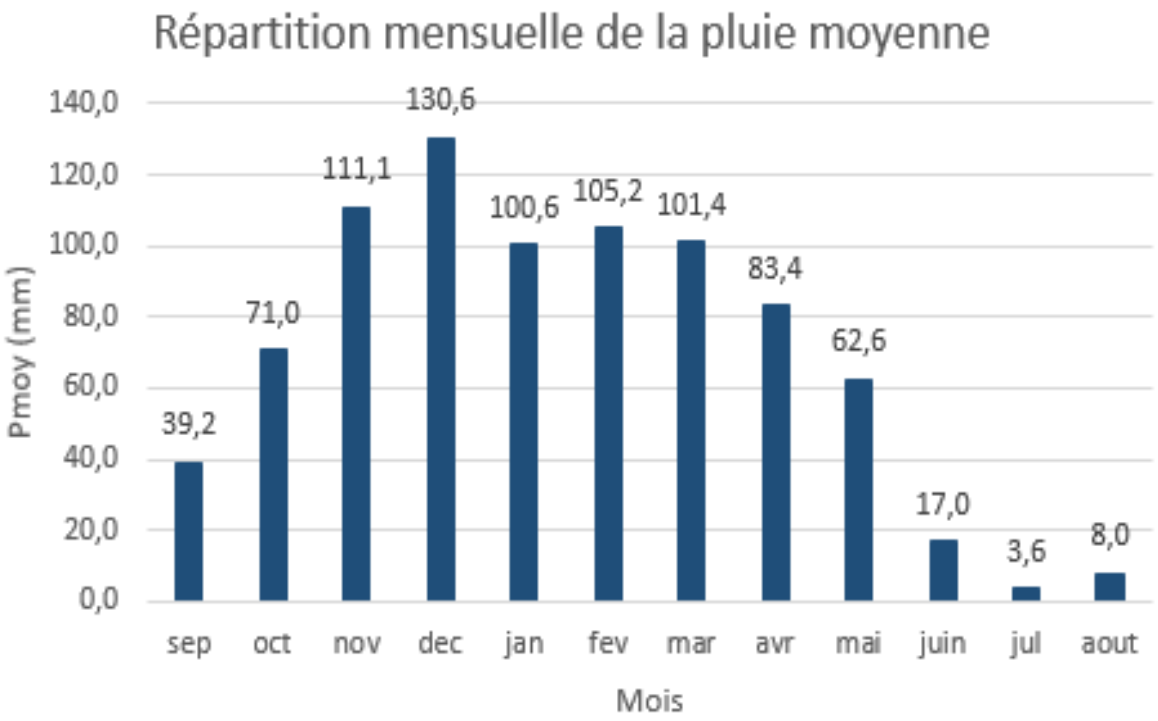


Figure II-7 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne (1980/2020) - station Beni Yenni.

- **Répartition des précipitations maximales journalières :**

La station de **Beni Yenni**, identifiée sous le code **02 17 12**, dispose d'une série chronologique de données pluviométriques couvrant une période de 41 ans, allant de 1980 à 2020. Parmi ces données, les pluies maximales journalières annuelles ont été extraites afin d'analyser les événements extrêmes susceptibles d'avoir un impact significatif sur le bassin versant concerné.

Ces pluies maximales journalières représentent, pour chaque année, la valeur la plus élevée enregistrée en une seule journée. Elles permettent d'appréhender la variabilité interannuelle des événements extrêmes et constituent une base de données fiable pour l'estimation des précipitations exceptionnelles.

Tableau II-16 : Répartition des pluies maximales journalières (1980-2020) - ANRH.

Année	Pj max (mm)	Année	Pj max (mm)
1980	91.3	**2001**	33.6
1981	95	**2002**	130
1982	55.2	**2003**	55.3
1983	56.3	**2004**	82.2
1984	94	**2005**	94.7
1985	173.9	**2006**	93.6
1986	69.2	**2007**	89.4
1987	45.2	**2008**	96.2
1988	36.8	**2009**	44.2
1989	44.9	**2010**	52.3
1990	48	**2011**	52.7
1991	97	**2012**	60.8
1992	42.2	**2013**	63.5
1993	32.8	**2014**	77.9
1994	59	**2015**	62.5
1995	48	**2016**	67.5
1996	79.6	**2017**	43.4
1997	90.5	**2018**	65.4
1998	45.4	**2019**	99.9
1999	88.7	**2020**	98.2
2000	104.5		

- **Les paramètres statistiques de l'échantillon :**

Tableau II-17 : Les paramètres statistiques de l'échantillon.

Nombre d'observations	41 ans
Moyenne	72.2 mm
Ecart-type	28.8 mm
Médiane	65.4 mm
Coefficient de variation	0.398
Coefficient d'asymétrie	1.16

II.4 Ajustement des précipitations maximales journalières :

Afin d'estimer les pluies rares associées à différentes périodes de retour (10 ans, 20 ans, 50 ans, 100 ans …). Un ajustement statistique a été appliqué à la série des pluies maximales journalières enregistrées à la station de Beni Yenni sur la période 1980–2020. Cette analyse a été réalisée à l'aide du logiciel **Hyfran Plus**, dans le cadre de l'étude hydrologique préalable à la conception et à la sécurité du barrage projeté.

Trois lois de probabilité ont été testées pour modéliser les événements extrêmes : la **loi de Gumbel**., la **loi Log-Normale** et la **loi Weibull**. Le **test du khi-deux (χ^2)** a permis d'évaluer la qualité de l'ajustement de chaque loi aux données observées.

II.4.1 L'ajustement à la loi de Gumbel :

L'ajustement à la loi de Gumbel a été effectué à l'aide du logiciel HYFRAN Plus. Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous.

Tableau II-18 : Résultats obtenus de l'ajustement à la loi de Gumbel.

Période de retour (ans)	Fréquence	Pj max (mm)	Ecart type	intervalle de confiance
10000	0.9999	266	34.4	177 – 354
2000	0.9995	230	28.5	156 – 303
1000	0.9990	214	26.0	147 – 281
200	0.9950	178	20.1	126– 230
100	0.9900	162	17.6	117 – 208
50	0.9800	147	15.1	108 – 186
20	0.9500	126	11.8	95.4 – 156
10	0.9000	110	9.38	85.6 – 134

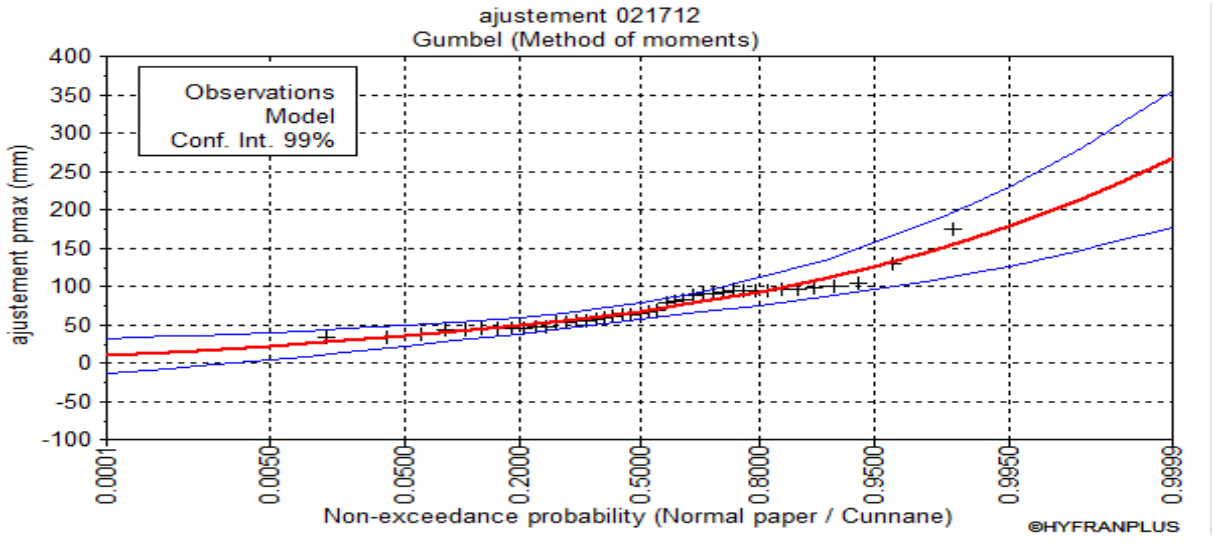


Figure II-8: Représentation graphique de la loi de Gumbel.

II.4.2 L'ajustement à la loi Log-Normale :

L'ajustement à la loi Log-Normale a été réalisé avec le logiciel HYFRAN Plus. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II-19 : Résultats obtenus de l'ajustement à la loi Log-Normale.

Période de retour (ans)	Fréquence	Pj max (mm)	Ecart type	intervalle de confiance
10000	0.9999	280	47.8	157 – 403
2000	0.9995	238	36.5	144 – 332
1000	0.9990	220	32.0	138 – 303
200	0.9950	181	22.7	122 – 239
100	0.9900	164	19.1	115 – 213
50	0.9800	148	15.8	107– 188
20	0.9500	126	11.7	96.2– 157
10	0.9000	110	8.94	86.8– 133
5	0.8000	92.8	6.50	76.1– 110

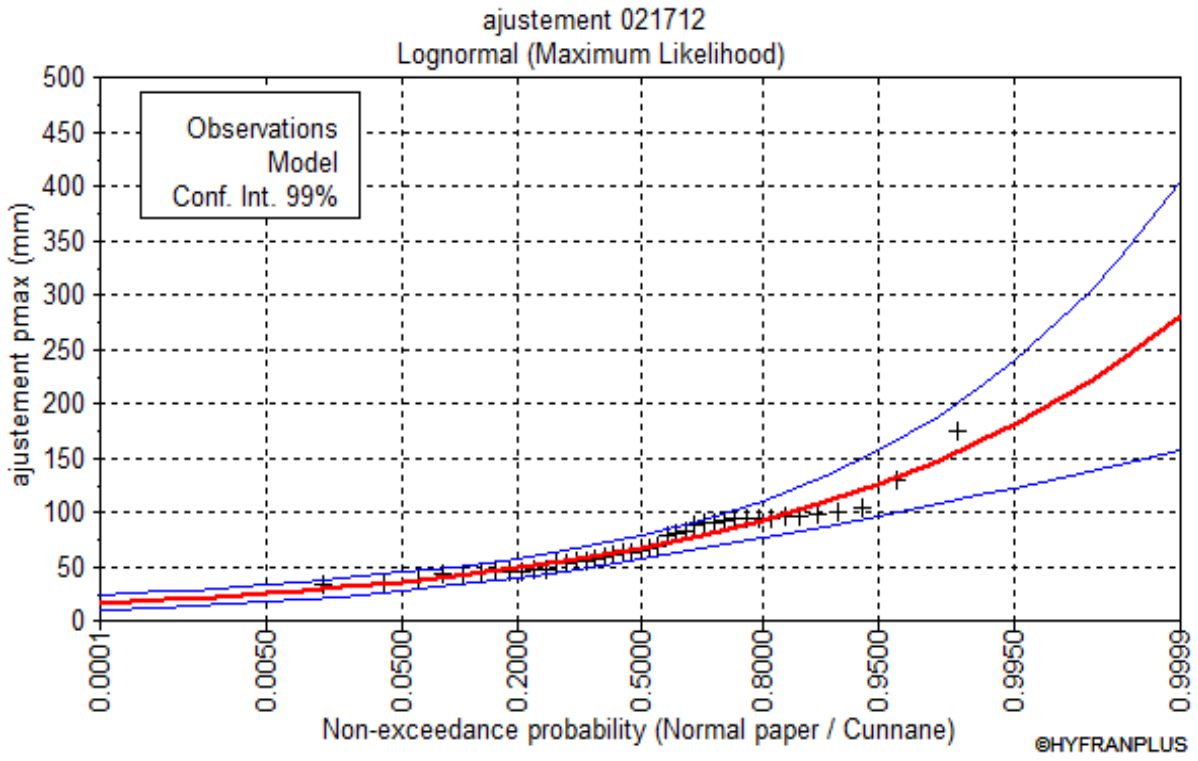


Figure II-9 : Représentation graphique de la loi Log-Normale.

II.4.3 L'ajustement à la loi Weibull :

L'ajustement à la loi Weibull a été fait avec le logiciel HYFRAN Plus. Le tableau suivant montre les valeurs obtenues :

Tableau II-20 : Résultats obtenus de l'ajustement à la loi Weibull.

Période de retour (ans)	Fréquence	Pj max (mm)	Ecart type	intervalle de confiance
10000	0.9999	188	19.0	139 – 237
2000	0.9995	175	16.5	132 – 217
1000	0.9990	168	15.3	129 – 208
200	0.9950	152	12.5	120 – 185
100	0.9900	144	11.2	110 – 161
50	0.9800	136	9.92	102 – 144
20	0.9500	123	8.17	93.6 – 129
10	0.9000	111	6.88	82.5 – 112

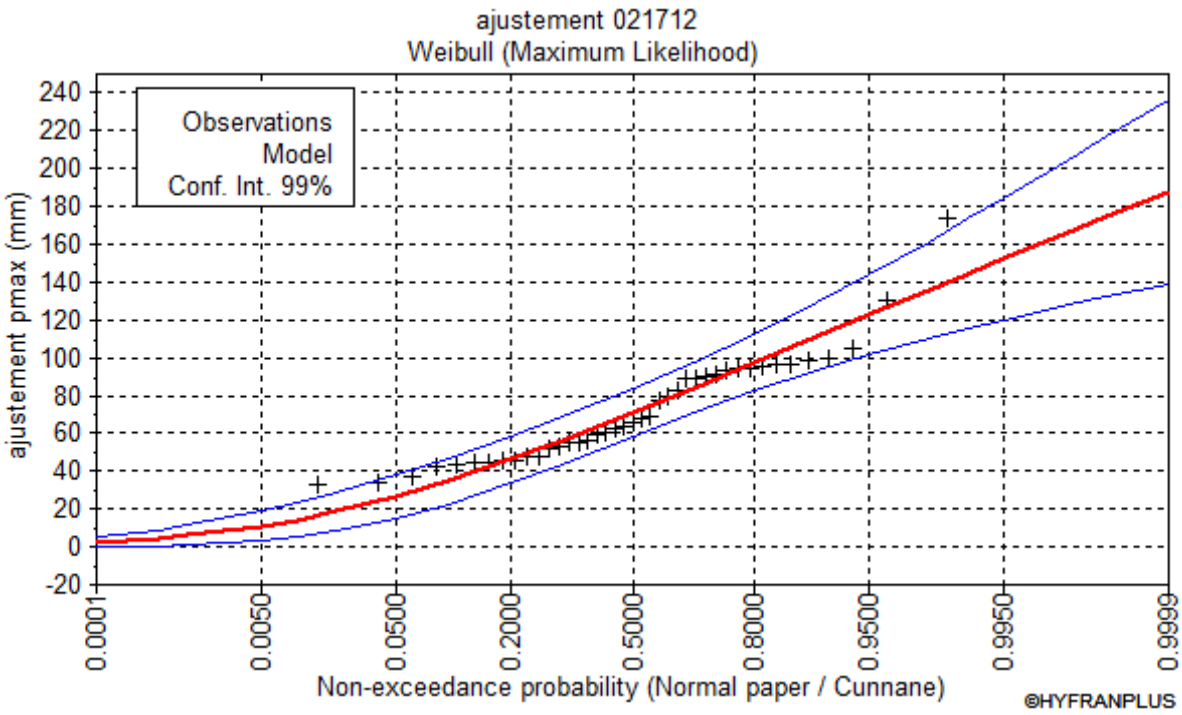


Figure II-10 : Représentation graphique de la loi de Weibull.

- **Choix de la loi adéquate :**

- **Test d'adéquation de khi carré :**

Le test du khi-deux appliqué via le logiciel **Hyfran Plus** a permis de comparer les résultats obtenus pour chaque loi testée (**Log-Normale**. **Gumbel**. **Weibull**). Ce test mesure l'écart entre les effectifs observés et les effectifs théoriques dans chaque intervalle de pluie.

La loi qui présente la **plus faible valeur de χ^2**, inférieure à la valeur critique au seuil de 1 %, est considérée comme la plus représentative.

Dans notre cas, c'est la loi de **Weibull** qui a donné le meilleur ajustement. Elle a donc été retenue pour modéliser les pluies maximales journalières à la station de **Beni Yenni**.

Tableau II-21 : Résultats du test khi carré.

Loi de distribution	Nombre de classe	Degré de liberté	χ^2 théorique	χ^2 calculé
Log-Normale	8	5	15.08	14.22
Gumbel	8	5	15.08	14.22
Weibull	8	5	15.08	9.93

Basé sur la comparaison entre les deux variables **χ^2 théorique** et **χ^2 calculé** à un risque de 1 % autrement dit à un seuil de signification de 99%.

χ^2 **théorique** est tiré de la table de χ^2 ;

Tel que :

$$\chi^2 \text{ théorique} > \chi^2 \text{ calculé}$$

D'après le **Tableau II-18**, on peut conclure que la meilleure loi à utiliser pour l'ajustement de notre série est la loi de **Weibull.**

II.5 Pluie de courte durée :

Le calcul des pluies de courte durée s'avère indispensable afin d'établir les courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF), outils essentiels pour l'évaluation des crues. Pour ce faire, les données utilisées sont issues du rapport d'analyse fréquentielle des précipitations en Algérie, notamment les hauteurs maximales annuelles et journalières. La méthode adoptée repose sur la formule empirique de K. Body (1981), permettant d'estimer les pluies de courte durée à partir des pluies journalières maximales selon différentes fréquences et pour une durée de 24 heures. L'expression mathématique de cette méthode est la suivante :

$$Pc = Pjmax\ (\frac{t}{24})^b \qquad \textit{II-18}$$

Avec :

Pc : pluie de courte durée, de même fréquence que Pjmax (en mm)

Pjmax : pluie maximale journalière (en mm)

t : durée de la pluie (en heures)

b : exposant climatique, généralement pris égal à 0.3 pour l'Algérie

Cette méthode permet également de déterminer l'intensité des précipitations en fonction du temps, à l'aide de la relation suivante :

$$I = \left(\frac{Pmax}{24}\right) \times \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \qquad \textit{II-19}$$

Avec :

I : intensité de pluie (mm/h).

L'application de cette méthode permet de tracer les courbes IDF, utiles pour la conception hydraulique des ouvrages et la prévision des crues extrêmes.

Le calcul des intensités et les pluies pour différentes fréquences sont résumés dans le Tableau *II-22* et la Figure II-12 suivants :

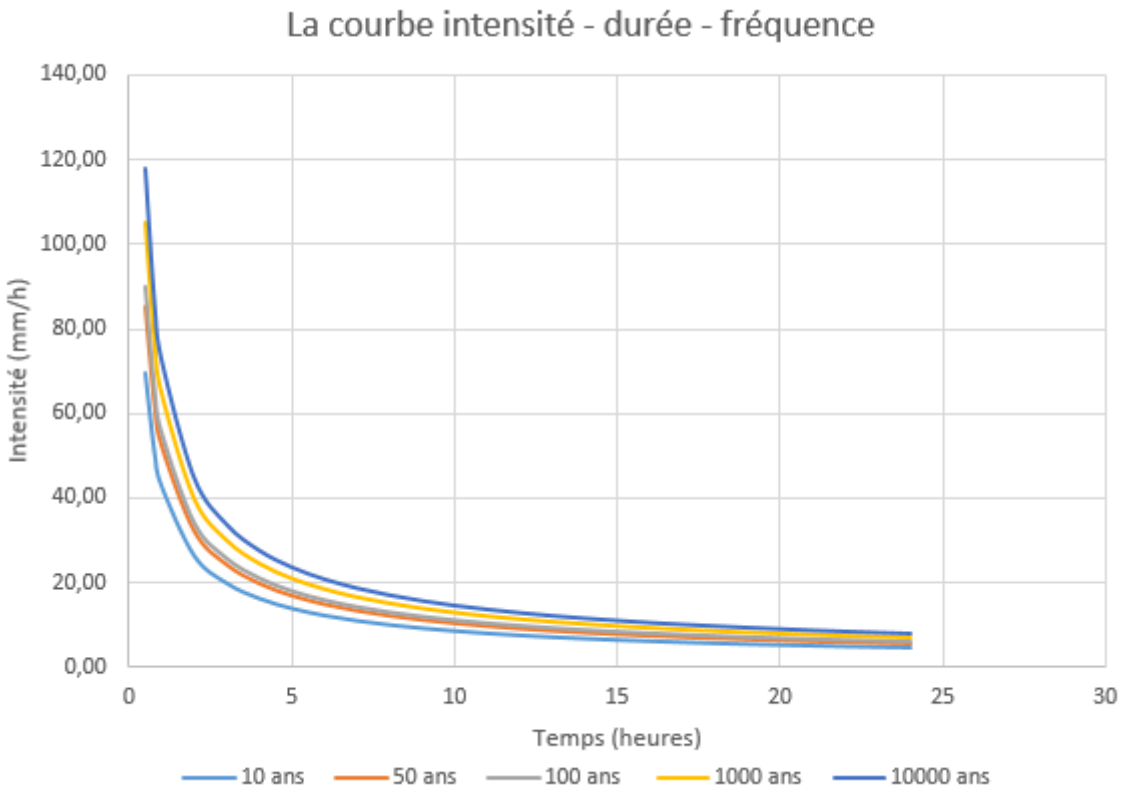


Figure II-11 : La courbe intensité - durée - fréquence.

Tableau II-22 : Précipitation et intensité pour différentes fréquences.

Période de retour (ans)	10		50		100		1000		10000	
Fréquence (%)	10		2		1		0.1		0.01	
Pj max	111		136		144		168		188	
T (h)	Pc (mm)	I (mm/h)	Pc (mm)	I (mm/h)	Pc (mm)	I (mm/h)	Pc (mm)	I (mm/h)	Pc (mm)	I (mm/h)
0.5	34.75	69.50	42.58	85.15	45.08	90.16	52.59	105.19	58.86	117.71
1	42.78	42.78	52.42	52.42	55.50	55.50	64.75	64.75	72.46	72.46
1.79	50.95	28.46	62.42	34.87	66.09	36.92	77.11	43.08	86.29	48.21
2	52.67	26.34	64.53	32.27	68.33	34.16	79.72	39.86	89.21	44.60
3	59.48	19.83	72.88	24.29	77.17	25.72	90.03	30.01	100.75	33.58
4	64.85	16.21	79.45	19.86	84.12	21.03	98.14	24.54	109.83	27.46
5	69.33	13.87	84.95	16.99	89.95	17.99	104.94	20.99	117.43	23.49
6	73.23	12.21	89.73	14.95	95.00	15.83	110.84	18.47	124.03	20.67
7	76.70	10.96	93.97	13.42	99.50	14.21	116.08	16.58	129.90	18.56
8	79.83	9.98	97.81	12.23	103.57	12.95	120.83	15.10	135.21	16.90
9	82.71	9.19	101.33	11.26	107.29	11.92	125.18	13.91	140.08	15.56
10	85.36	8.54	104.59	10.46	110.74	11.07	129.20	12.92	144.58	14.46
11	87.84	7.99	107.62	9.78	113.95	10.36	132.94	12.09	148.77	13.52
12	90.16	7.51	110.47	9.21	116.96	9.75	136.46	11.37	152.70	12.73
13	92.35	7.10	113.15	8.70	119.81	9.22	139.77	10.75	156.41	12.03
14	94.43	6.74	115.69	8.26	122.50	8.75	142.92	10.21	159.93	11.42
15	96.40	6.43	118.11	7.87	125.06	8.34	145.91	9.73	163.28	10.89
16	98.29	6.14	120.42	7.53	127.51	7.97	148.76	9.30	166.47	10.40
17	100.09	5.89	122.63	7.21	129.85	7.64	151.49	8.91	169.52	9.97
18	101.82	5.66	124.75	6.93	132.09	7.34	154.11	8.56	172.46	9.58
19	103.49	5.45	126.79	6.67	134.25	7.07	156.63	8.24	175.28	9.23
20	105.09	5.25	128.76	6.44	136.34	6.82	159.06	7.95	177.99	8.90
21	106.64	5.08	130.66	6.22	138.35	6.59	161.40	7.69	180.62	8.60
22	108.14	4.92	132.50	6.02	140.29	6.38	163.67	7.44	183.16	8.33
23	109.59	4.76	134.27	5.84	142.17	6.18	165.87	7.21	185.61	8.07
24	111.00	4.63	136.00	5.67	144.00	6.00	168.00	7.00	188.00	7.83

II.6 Etude et choix de la crue :

Une crue correspond à une montée anormale et souvent rapide du débit d'un cours d'eau, provoquant une élévation significative du niveau des eaux. Ce phénomène naturel peut résulter de fortes précipitations, de la fonte des neiges ou d'autres événements hydrologiques. L'étude des crues revêt une importance capitale, car elle permet d'anticiper les risques et d'adapter les ouvrages hydrauliques aux contraintes extrêmes. La prévision des crues est donc essentielle pour garantir la sécurité des aménagements, limiter les dégâts potentiels et assurer la pérennité des infrastructures sensibles telles que les barrages, les digues ou les retenues d'eau.

II.6.1 Choix de la crue :

Les crues représentent sans conteste le principal facteur de risque pour les barrages, tant lors de leur construction que durant leur exploitation. Elles peuvent être caractérisées par un hydrogramme de crue ou simplement par un débit maximal instantané (Jean-Claude Tournier. 2010).

La crue de projet correspond à l'événement hydrologique de fréquence la plus faible retenue pour dimensionner les ouvrages de sécurité, notamment les évacuateurs de crue, et pour définir le niveau maximal de la retenue (Pierre Dupont. INRA).

Le choix de la période de retour de cette crue repose sur une analyse rigoureuse des conséquences potentielles en aval, telles que les pertes humaines, les impacts économiques, ainsi que le risque de submersion des zones habitées en cas de rupture (Commission Internationale des Barrages. 2018).

Ainsi, la sélection de la crue de projet doit intégrer la vulnérabilité spécifique des populations et des infrastructures situées en aval, afin d'assurer un niveau de sécurité adapté. Les recommandations internationales préconisent d'adopter des périodes de retour variables selon la catégorie de risque du barrage, allant de quelques centaines à plusieurs milliers d'années, pour garantir la robustesse et la pérennité de l'ouvrage face aux événements extrêmes (ICOLD. 2020).

Pour le choix de la crue de projet, en référence aux recommandations du Comité International des Grands Barrages :

- **Catégorie de dommages Élevés** : (Perte de vie. dommages considérables) : Crue de projet recommandée : **1/10 000 jusqu'à 1/100 000**

- **Catégorie de dommages Importants** : (Pas de pertes de vies. dommages Importants) : Crue de projet recommandée : **1/1 000 jusqu'à 1/10 000**
- **Catégorie de dommages Faibles** : (Pas de perte de vies. dommages légers) : Crue de projet recommandée : **1/100 jusqu'à 1/1 000**

    - Pour notre barrage. situé dans la région de Tizi Ouzou, une période de retour de **1000 ans** est retenue afin d'assurer une sécurité optimale face aux crues extrêmes. compte tenu du relief montagneux propice aux crues soudaines et des enjeux importants en aval. Cette valeur. conforme aux recommandations du Comité International des Grands Barrages. permet de protéger efficacement les populations et les infrastructures tout en garantissant la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

II.6.2 Détermination des débits maximums fréquentiels :

L'estimation du débit de pointe dans les bassins non jaugés en Algérie constitue un défi majeur en raison du manque de données hydrométriques fiables. Pour répondre à cette problématique, on opte pour l'utilisation de deux méthodes principales : les formules empiriques et la méthode Gradex, qui permettent d'évaluer le débit maximal en tenant compte des particularités des bassins non jaugés.

II.6.2.1 Les formules empiriques :

- **Formule de Turazza :**

Le point fort de cette formule réside dans la prise en compte du temps de concentration qui constitue un facteur important dans la description de la propagation des crues. Elle est fonction des pluies. Cette formule est exprimée comme suit (EMI. 1999) :

$$Q_{max} = \frac{C \times A \times I}{3.6} \qquad \textit{II-20}$$

Avec :

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

C : Coefficient de ruissellement (0.6-0.75).

I : Intensité des pluies correspondant au temps de concentration.

Tableau II-23: Débit maximum par la formule de Turazza.

T (ans)	10	100	1000	10000
Q max (m^3/s)	294.08	381.51	445.16	498.17

- **Formule de Maillet-Gauthier :**

La formule de Maillet et Gauthier a été élaborée pour estimer une crue de période de retour T (Coutagne. 1951) :

$$Q_{max} = 2k\ Log(1 + mP).\frac{\sqrt{S}}{L_p}.\sqrt{1 + 4LogT - Log\ S} \qquad \text{II-21}$$

Avec ;

S : Superficie du bassin versant (Km^2)

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

m : Coefficient régional.

K : Constante varie entre 1 et 3.

P : pluie moyenne interannuelle en m.

T : Période de retour en années.

Tableau II-24 : Débit maximum par la formule de Formule de Maillet-Gauthier.

T (ans)	10	100	1000	10000
Q max (m^3/s)	238.34	357.28	445.52	518.97

- **Formule de Giandotti :**

D'après Giandotti, Le débit maximal dépend des caractéristiques morphométriques du bassin versant ainsi que de son temps de concentration.

$$Q_{max} = 2k\ Log(1 + mP).\frac{\sqrt{S}}{L_p}.\sqrt{1 + 4LogT - Log\ S} \qquad \text{II-22}$$

Avec :

Q max : Débit fréquentiel maximum (en m^3/s) dont la fréquence est la même que celle de la pluie de courte durée Ptc (m).

L : longueur de la cour d'eau principale (km).

H_{min}: Altitude minimale (m).

H_{moy}: Altitude moyenne (m).

Tableau II-25 : Débit maximum par la formule de Giandotti.

T (ans)	10	100	1000	10000
Q max (m^3/s)	308.10	399.65	466.29	521.81

II.6.2.2 La méthode Gradex :

La méthode Gradex, développée par Guillot et Duband (1967), est une approche probabiliste pour estimer les débits de crues extrêmes sur des périodes de retour de 100 à 10 000 ans (Guillot. 1980). Elle s'appuie sur l'hypothèse que, au-delà du débit décennal, le sol est saturé et que toute pluie supplémentaire augmente directement le débit. Cette méthode nécessite une répartition homogène des pluies sur un bassin versant de moins de 5 000 km². En utilisant les données pluviométriques, Gradex permet d'extrapoler les crues rares, offrant ainsi une estimation fiable pour la conception des ouvrages hydrauliques.

La mise en œuvre de la méthode Gradex se déroule selon les étapes suivantes :

- Détermination du coefficient Gradex « a » par ajustement des précipitations maximales journalières Pjmax à la loi de Gumbel. selon la relation :

$$Pj.max = a \cdot \mu + b \qquad \text{II-23}$$

Où :

$$\mu = -ln(-ln(F)) \qquad \text{II-24}$$

μ est la variable réduite de Gumbel.

- Estimation du débit décennal (période de retour T = 10 ans) en ajustant les débits observés à la loi de Gumbel.
- Conversion du débit décennal Q (en m³/s) en lame d'eau R (en mm) à l'aide de la formule :

$$R = \frac{Q * 3.6 * n}{S} \qquad \text{II-25}$$

Avec :

n : est la durée moyenne des hydrogrammes (en heures)

S : la superficie du bassin (en km²).

- Sur le graphique d'ajustement des précipitations maximales. tracer une droite parallèle à celle des pluies. passant par le point correspondant au débit décennal.
- Définition de l'équation de la droite des débits selon :

$$Q\mu = a \cdot \mu + b' \qquad \text{II-26}$$

- Conversion des lames d'eau en débits instantanés (m³/s) par la formule inverse de l'équation III-25.
- Calcul des débits de pointe pour différentes périodes de retour en multipliant les débits moyens par un coefficient de pointe Cp. défini par :

$$Qp = Q \times Cp \qquad \text{II-27}$$

Avec :

$$Cp = Qmax/Qmoy \qquad \text{II-28}$$

Cette démarche permet d'estimer les débits extrêmes en s'appuyant sur les données pluviométriques et hydrométriques, tout en tenant compte des caractéristiques hydrologiques du bassin versant.

Application de la méthode :

Apres avoir fait l'ajustement à la loi de Gumbel et selon le tableau et la figure II-7 ; on a les caractéristiques suivantes par la méthode des moments :

Tableau II-26 : Résultats d'ajustement des pluies maximales journalières de la station de Beni Yenni.

Taille de l'échantillon	41
Moyenne	72.2
Ecart-type	28.8
Paramètre de l'ajustement de Gumbel 'a'	22.45
Paramètre de l'ajustement de Gumbel 'b'	59.24

On dispose d'une station hydrométrique proche de notre bassin versant situé à Azeffoune ; avec une surface de 35 Km^2 et Q_{10}=140 m^3/s ; par analogie on trouve Q10 de notre bassin :

$$\frac{Q\ Azeffoune}{Q\ Bounachi} = \frac{S\ Azeffoune}{S\ Bounachi} \qquad \text{II-29}$$

$$Q\ bounachi = \frac{Q\ Azeffoune\ \times S\ Bounachi}{S\ Azeffoune} \qquad \text{II-30}$$

A.N :

$$Q\ Bounachi = \frac{140\ \times 62}{35}$$

$$Q\ Bounachi = 248\ m3/s$$

Ensuite :

$$R_{10}(mm) = \frac{248 \times 3.6 \times 24}{62}$$

$$R_{10}(mm) = 345.6\ mm$$

$$345.6 = 22.45 * 2.25 + b'$$

$$b' = 295.09$$

Donc :

$$Qp\% = 22.45 * u + 295.09 \qquad \text{II-31}$$

Ensuite on multiplie par le coefficient de pointe Cp=2.5, pour obtenir le débit de pointe

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II-27: Débits obtenus par la méthode de Gradex.

T (ans)	10	100	1000	10000
Q max (m^3/s)	620	714.65	807.67	900.30

Conclusion :

Le tableau comparatif ci-dessous présente les débits de pointe estimés pour différentes périodes de retour (T) à l'aide de quatre méthodes empiriques : Turazza, Mallet, Giandotti et Gradex.

Tableau II-28: Résumé des résultats des débits de pointe.

T (ans)	**Turazza (m^3/s)**	**Mallet (m^3/s)**	**Giandotti (m^3/s)**	**Gradex (m^3/s)**
10	294.08	238.34	308.10	620
100	381.51	357.28	399.65	714.65
1000	445.16	445.52	466.29	807.67
10000	498.17	518.97	521.81	900.30

Parmi les méthodes évaluées, la **méthode de Gradex** fournit systématiquement les débits les plus élevés pour chaque période de retour. Ces résultats sont plus conservateurs

et permettent de mieux anticiper les crues extrêmes. Par souci de sécurité hydrologique et dans le cadre de la conception d'infrastructures résistantes aux événements rares mais potentiellement destructeurs, **nous retenons la méthode de Gradex**.

La **méthode de Mallet**, en revanche, a été écartée. En effet, la superficie de notre bassin versant dépasse les limites d'application de la formule de Mallet, ce qui rend ses résultats non fiables et significativement sous-estimés dans notre cas.

II.7 Hydrogramme de crue :

L'hydrogramme de crue représente l'évolution du débit d'un cours d'eau au cours d'une crue, montrant la montée, le pic et la décrue du débit dans le temps. Il est essentiel pour dimensionner les ouvrages hydrauliques, car il informe sur l'intensité et la durée de la crue.

La méthode de Sokolovsky est une approche empirique couramment utilisée pour estimer les hydrogrammes de crue en l'absence de données hydrométriques complètes. Elle repose sur la division de l'hydrogramme en deux branches : la montée et la décrue, chacune modélisée par des fonctions spécifiques. Cette méthode utilise des paramètres tels que le débit maximal de crue pour une période de retour donnée, le temps de montée, le temps de base et le coefficient de pointe, qui sont déterminés à partir des caractéristiques morphométriques du bassin versant et des données pluviométriques.

L'équation de la montée :

$$Q(t) = Q\,max \times \left(\frac{t}{tm}\right)^2 \qquad \textit{II-32}$$

L'équation de la décrue :

$$Q(t) = Q\,max \times \left(\frac{tb-t}{td}\right)^3 \qquad \textit{II-33}$$

Avec :

Tb : temps de base (tb = tm+td)

Tm : temps de montée (tm = Tc)

Td : temps de décrue (td = δ tm)

Où :

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant. (Tableau III-29).

On prend : δ = 4

Ce qui donne : td = 7.16 h

Et : tb = 1.79 + 7.16 = 8.95 h

Tableau II-29: Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue δ. (Touaibia, 2004).

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2-2.5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3-4
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4-7

Tableau II-30 : Les valeurs des débits (m^3/s) de l'hydrogramme de *crue.*

Temps (h)		Période de retour (ans)			
		10	100	1000	10000
Montée	0	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.5	48.38	55.76	63.02	70.25
	1	193.50	223.04	252.07	280.98
	1.5	435.38	501.85	567.17	632.21
	1.79	620.00	714.65	807.67	900.30
Décrue	2	567.03	653.60	738.67	823.38
	2.5	453.24	522.44	590.44	658.15
	3	355.80	410.11	463.50	516.65
	3.5	273.43	315.17	356.19	397.04
	4	204.87	236.14	266.88	297.48
	4.5	148.84	171.57	193.90	216.14
	5	104.10	119.99	135.61	151.16
	5.5	69.36	79.95	90.35	100.72
	6	43.36	49.98	56.49	62.97
	6.5	24.84	28.63	32.36	36.07
	7	12.52	14.44	16.32	18.19
	7.5	5.15	5.94	6.71	7.48
	8	1.45	1.67	1.89	2.10
	8.5	0.15	0.18	0.20	0.22
	8.95	0.00	0.00	0.00	0.00

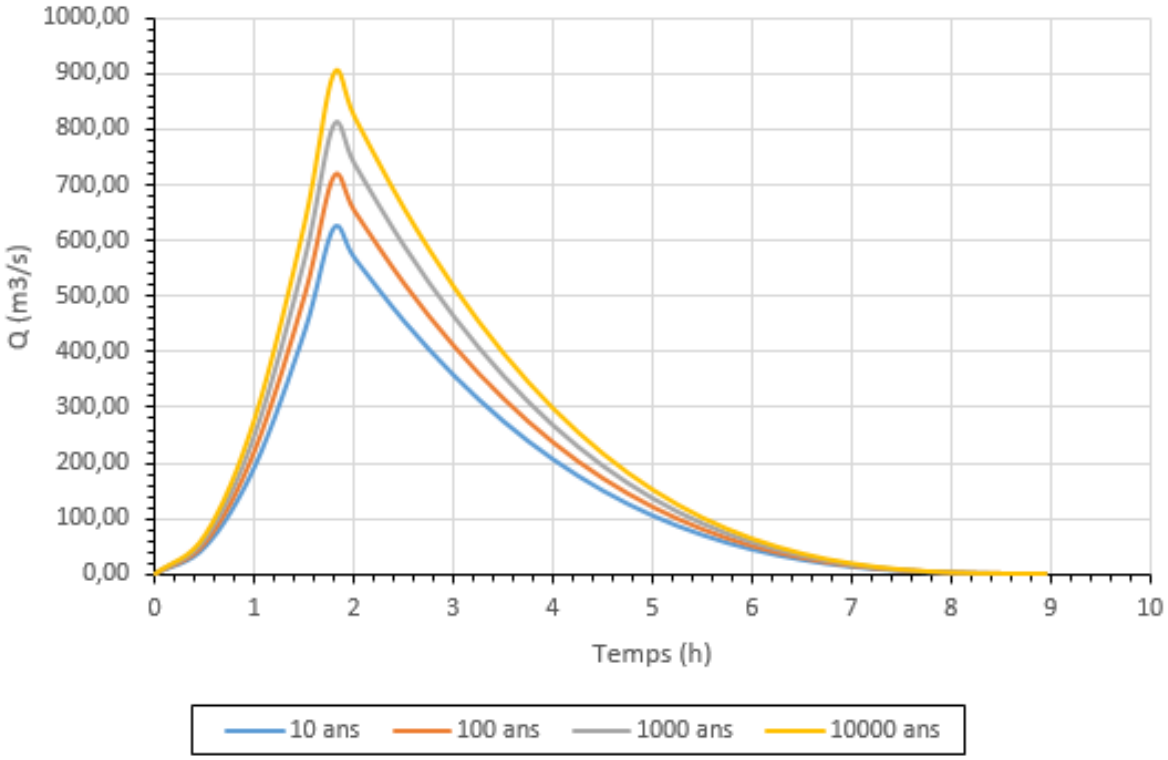


Figure II-12 : L'hydrogramme de crue de plusieurs périodes de retour.

II.8 Etude des apports :

L'estimation des apports liquides et solides représente une étape clé de toute étude hydrologique liée à la conception d'un barrage. Les **apports liquides**, Correspondant aux débits générés par le bassin versant. Permettent de dimensionner le réservoir, d'évaluer les crues extrêmes et de garantir la satisfaction des usages en aval. Selon Linsley et al. (1982) : « l'estimation fiable des débits est la base de toute planification hydraulique rationnelle».

Les **apports solides**, quant à eux, sont constitués principalement des sédiments transportés par le cours d'eau. Leur accumulation progressive réduit la capacité utile du réservoir et peut compromettre son fonctionnement à long terme. Selon *Novák et al. (2010)* : « la sédimentation dans les réservoirs est l'un des facteurs limitant majeurs de leur durée de vie».

Une analyse conjointe de ces deux types d'apports permet ainsi de concevoir un ouvrage à la fois performant, sûr et durable.

II.8.1 Les apports liquides moyens annuels A0 :

- **Formule de l'ANRH :**

$$A_0 = 0.915.\overline{P}^{2.684}.S^{0.842} \quad \text{II-34}$$

Avec :

P : précipitation moyenne (m).

S : superficie (en Km^2).

- **Formule de Turc :**

$$Le = Pa - D \quad \text{II-35}$$

$$D = \frac{Pa}{\sqrt{0.9 + (\frac{Pa}{L})^2}} \quad \text{II-36}$$

Et

$$L = 300 + 25Tm + 0.05(Tm^3) \quad \text{II-37}$$

Avec :

Pa : pluie moyenne annuelle (mm).

D : déficit de l'écoulement (mm).

Tm : température moyenne annuelle (Tm = 17.025°C).

L : variable théorique (L = 972.36).

- **Formule de Medinger :**

$$L_e = 1.024(P - 0.26)^2 \quad \text{II-38}$$

Avec :

Pa : pluie moyenne annuelle (m).

- **Formule de Maillet et Gautier :**

$$Le = 0.6 * Pa \times \left(1 - 10^{-0.36pa^2}\right) * 10^3 \quad \text{II-39}$$

$$A0 = Le \times S \quad \text{II-40}$$

Avec :

Pa : pluie moyenne annuelle en (m).

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

- **Formule de Samie :**

$$A0 = Le \times S \quad \text{II-41}$$

$$Le = pa^2 \times (293 - 2.2\sqrt{S}) \quad \text{II-42}$$

Avec :

Le : lame d'eau ruisselé (mm).

Pa : précipitation moyenne annuelle (m).

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

A.N :

Tableau II-31: Résultats des apports liquides moyens.

Formule	Lame d'eau (mm)	Apport (Hm^3)
Formule de l'ANRH	292.58	18.14
Formule de Turc	182.78	11.27
Formule de Medinger	337.09	20.90
Formule de Maillet et Gautier	218.61	13.55
Formule de Samie	191.28	11.86
Moyenne	**244.47**	**15.14**

- On retient un apport moyen de **15.14 Hm3** et une lame d'eau moyenne de **244.47 mm**

II.8.2 Caractéristiques de l'écoulement :

II.8.2.1 Lame d'eau :

Comme cité précédemment la valeur de la lame d'eau ruisselée est de **244.47 mm (Tableau II-23)**

II.8.2.2 Coefficient de l'écoulement :

Donné par la formule suivante :

$$C = \frac{L_e}{P_a} \qquad \textit{II-43}$$

Avec :

Le : lame d'eau ruisselé (mm).

Pa : pluie moyenne annuelle (mm).

A.N :

$$C = \frac{244.47}{833.8}$$

$$\boldsymbol{C = 0.29}$$

II.8.2.3 Module de l'écoulement :

Donné par la formule suivante :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \qquad \textit{II-44}$$

Avec :

Me : Module de l'écoulement (l/s).

A_0 : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en seconde.

A.N :

$$M_e = \frac{15.14 \times 10^9}{365 \times 24 \times 3600}$$

$$\boldsymbol{M_e = 480.08\ l/s}$$

II.8.2.4 Module de l'écoulement relatif :

Donné par la formule suivante :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \qquad \textit{II-45}$$

Avec :

Me : Module de l'écoulement (l/s).

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

A.N :

$$M_0 = \frac{480.08}{62}$$

$$M_0 = 7.74\ l.Km^2/s$$

II.8.2.5 Coefficient de variation :

Le coefficient de variation Cv permet de mesurer l'irrégularité interannuelle des écoulements dans un bassin versant. En l'absence de longues séries de débit, il peut être estimé à l'aide de formules empiriques fondées sur les caractéristiques du bassin.

- **Formule Algérienne de PADOUN :**

Cette formule permet une estimation fiable du coefficient de variation des apports annuels, car elle a été élaborée à partir d'une analyse statistique portant sur 42 oueds situés dans le nord de l'Algérie. Elle s'écrit comme suit :

$$C_V = \frac{0.93 \times K}{M_0^{0.23}} \qquad \textit{II-46}$$

Avec :

K : coefficient de réduction (0.25-1.00) on le prend K=0.7

M0 : module spécifique du bassin versant en (l/s/Km^2).

A.N :

$$C_V = \frac{0.93 \times 0.7}{7.74^{0.23}}$$

$$C_V = 0.41$$

- **Formule de KRISTEKLY MENKEL :**

$$Cv = \frac{0.83}{S^{0.06} M_0^{0.27}} \quad \text{II-47}$$

Avec :

M0 : module de l'écoulement relatif.

S : surface du bassin versant (Km²).

A.N :

$$C_V = \frac{0.83}{62^{0.06} \times 7.74^{0.27}}$$

$$\boldsymbol{C_V = 0.37}$$

- **Formule de SOKOLOVSKY :**

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log M_0 - 0.063 \log(S + 1) \quad \text{II-48}$$

Avec :

M_0 : module de l'écoulement relatif.

S : surface du bassin versant (Km²).

A.N :

$$C_V = 0.78 - 0.29 \log 7.74 - 0.063 \log(62 + 1)$$

$$\boldsymbol{C_V = 0.41}$$

- **Formule d'ANTONOV :**

$$C_V = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \quad \text{II-49}$$

Avec :

S : surface du bassin versant (Km²).

A.N :

$$C_V = \frac{0.7}{(1062)^{0.097}}$$

$$\boldsymbol{C_V = 0.36}$$

Tableau II-32 : Récapitulatif des valeurs de Cv.

Formule	Valeur C_V
Formule Algérienne de PADOUN	0.41
Formule de KRISTEKLY MENKEL	0.37
Formule de SOKOLOVSKI	0.41
Formule d'ANTONOV	0.36
Moyenne	0.39

On adopte la valeur moyenne C_v = 0,39.

II.8.3 Estimation fréquentielle des apports :

Le barrage est conçu principalement pour l'irrigation. visant à assurer un apport en eau régulier durant la saison sèche. L'irrigation étant la plus grande consommatrice d'eau, il est essentiel que le barrage garantisse un remplissage suffisant pour répondre aux besoins agricoles avec une fiabilité d'environ 80%. Pour estimer les apports fréquentiels nécessaires au dimensionnement du barrage, il est recommandé d'utiliser des lois statistiques telles que la loi de Galton ou la loi log-normale, qui prennent en compte l'apport moyen annuel et sa variabilité. La formule utilisée intègre le coefficient de variation de l'apport ainsi qu'une variable réduite de Gauss liée au niveau de probabilité choisi, ici 80 %. Cette méthode permet d'évaluer de manière précise les apports hydriques, garantissant une gestion optimale des ressources en eau pour l'irrigation agricole.

$$AF = \frac{A0}{\sqrt{Cv^2+1}} e^{-u\sqrt{\ln(Cv^2+1)}} \quad \text{II-50}$$

Avec :

AF : apport fréquentiel (en Hm^3).

A0 : apport moyen annuel (A0 = 15.14 Hm^3).

u : variable réduite de gauss (F= 80%$\Longrightarrow u = 0.84$).

Cv : coefficient de variation de l'apport moyen (Cv = 0.39).

A.N :

$$AF = \frac{15.14}{\sqrt{0.39^2 + 1}} e^{-0.84.\sqrt{\ln(0.39^2+1)}}$$

$$\boldsymbol{AF = 10.28\ Hm3}$$

Tableau II-33: Répartition mensuelle des apports moyens annuels et fréquentiels.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Tot
Moyenne	39.2	71.0	111.1	130.6	100.6	105.2	101.4	83.4	62.6	17.0	3.6	8.0	833.8
P (%)	4.7	8.5	13.3	15.7	12.1	12.6	12.2	10.0	7.5	2.0	0.4	1.0	100.0
Apport (Hm^3)	0.712	1.289	2.017	2.371	1.827	1.910	1.842	1.514	1.137	0.309	0.065	0.146	15.139
Apport A80% (Hm^3)	0.484	0.875	1.369	1.610	1.241	1.297	1.251	1.028	0.772	0.210	0.044	0.099	10.279

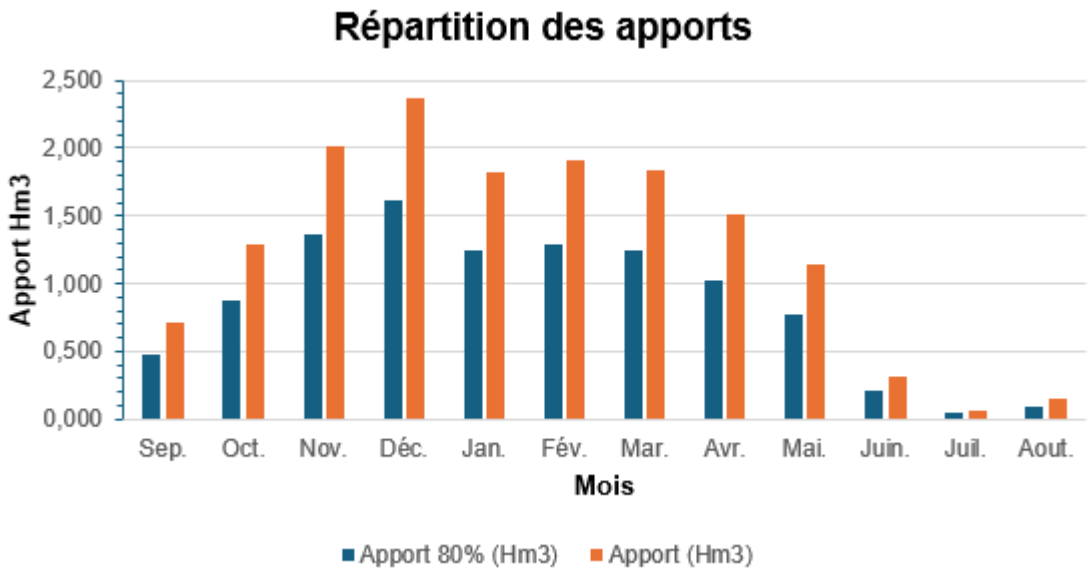


Figure II-13 : Histogramme de la répartition mensuelle des apports moyens annuels et fréquentiels.

II.8.4 Les apports solides :

Le transport solide désigne le déplacement des sédiments (sables, graviers, galets) par un cours d'eau, résultant de l'érosion des sols du bassin versant, des berges ou du lit du cours d'eau, et se manifestant principalement sous deux formes : le charriage, qui

correspond au roulement ou aux bonds des particules plus grossières au fond du lit, et la suspension, où les particules fines sont entraînées dans la masse d'eau.

Ce phénomène est causé par la force du courant, qui lorsqu'elle dépasse un seuil critique (déterminé par le critère de Shields), met en mouvement les sédiments, contribuant ainsi à la dynamique morphologique des cours d'eau.

Les conséquences du transport solide sont majeures dans le contexte des barrages, car l'accumulation des sédiments dans la retenue, appelée envasement, réduit la capacité de stockage et affecte la durée de vie de l'ouvrage, ce qui pose un problème crucial pour la gestion des ressources en eau et la prévention de la dégradation des sols.

Dans le cas du barrage Bounachi, le manque de données hydrologiques et sédimentaires détaillées ne permet pas une estimation directe et précise des apports solides par des méthodes analytiques ou expérimentales complexes. Ainsi, on utilise des méthodes empiriques reconnues, telles que les formules de Tixeront et de Gravilovic, qui estiment le transport solide en suspension à partir des débits liquides.

- **Formule de Tixeront :**

Basée sur les données recueillies dans 32 bassins d'Algérie et 9 bassins de Tunisie (PNUD. 1987).

$$Es = 350 \times R^{0.15} \qquad \textit{II-51}$$

A.N :

$$\text{Es= 798.55 T/}Km^2\text{/An}$$

Avec :

A : apports solides spécifiques moyens annuels (t/Km^2/an) ;

R : ruissellement annuel (244.47 mm).

Étant donné que la superficie du bassin versant est de 62 km², il est facile de calculer le taux d'abrasion selon la formule :

$$Ta = Es \times S \times Rm \qquad \textit{II-52}$$

Ce qui donne :

Ta = 49510.10 tonnes/an.

Ici. **Rm** représente le taux de rétention des matériaux par le bassin versant, supposé être de 100 %, en partant du principe généralement admis que la totalité des sédiments parvient effectivement à la retenue.

- **Formule de Gavrilović :**

Mise au point en Yougoslavie et utilisée en Algérie (PNUD. 1987).

L'érosion spécifique (m^3/Km^2/an) est le produit de deux fonctions :

$$Es = P.Rm \qquad \textit{II-53}$$

La fonction donnant la production annuelle de sédiment en suspension et de charriage P (m /Km^2/an).

$$P = T\ H_m \pi \sqrt{Z^3} \qquad \textit{II-54}$$

A.N :

P = 927.19 m/Km^2/an

Avec :

Hm : Pluie moyenne annuelle (mm) ;

T: Coefficient de température :

$$T = \sqrt{\frac{t°}{10}} + 0.1 \qquad \textit{II-55}$$

t° : Température moyenne annuelle (égale à 17.025 °C)

Z : Coefficient empirique lié à l'érosion du bassin :

- Erosion très faible : 0.10 <Z< 0.20
- Erosion faible : 0.20 <Z< 0.40
- Erosion moyenne : 0.40 < Z < 0.70
- Erosion intense : 0.70 < Z < 1
- Erosion excessive : 1 < Z < 1.5

On prend Z = 0.4 pour une érosion moyenne.

La fonction Rm donnant le taux de rétention des sédiments produits par le bassin en tenant compte des discontinuités spatio-temporelles dans le flux des matériaux arrachés :

$$R_m = \frac{\sqrt{Pe}\ \bar{H}}{0.2(L+10)} \qquad \text{II-56}$$

Avec :

P_e : Périmètre du bassin versant (km) ;

H : Altitude moyenne (km.) ;

L : Longueur du thalweg principal (km).

A.N :

Rm = 0.75

Ce qui donne :

Es= 695.40 m^3/Km^2/an

En multipliant par la surface, on trouve :

Ta = 43114.80 tonnes/an.

Pour une densité des sédiments égale à 1.6 t/m³, ce qui donne :

Ta = 26946.75 tonnes/an.

- Les résultats obtenus à partir des formules de **Tixeront** et de **Gavrilović** sont relativement proches. Toutefois, par mesure de sécurité on retient la valeur la plus élevée pour le calcul du volume mort (Tixeront).
- **Le volume mort :**

Le volume mort de la retenue est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$Vm = Ta \times S \times T \qquad \text{II-57}$$

Avec :

Ta : le taux d'abrasion (en m³/km²/an).

S : la superficie du bassin versant (en km²).

T : la durée de vie de la retenue (en années).

Tableau II-34: Volume mort pour des différentes durées d'exploitation.

Durée de vie (ans)	10	20	30	40	50
Volume mort (Hm3)	0.5	0.99	1.48	1.98	2.47

On admet un volume mort de **3** $\boldsymbol{Hm^3}$pour une durée de vie de 50 ans.

II.9 Etude de régularisation :

L'étude de la régularisation des débits vise à analyser les variations naturelles du débit d'un cours d'eau afin d'assurer une gestion maîtrisée et durable des ressources hydriques. Elle permet de transformer un écoulement irrégulier en un débit régulier, capable de satisfaire les différents usages, en particulier en période de sécheresse. Comme le souligne **Parde (1933)**, la régularisation a pour but de « transformer un écoulement irrégulier en un écoulement aussi uniforme que possible ». Dans le cas du barrage Bounachi, conçu principalement pour l'irrigation, la régularisation joue un rôle essentiel : elle permet de stocker les excédents d'eau pendant les périodes de hautes eaux et de les restituer progressivement en saison sèche, lorsque les besoins agricoles sont les plus importants. Ainsi, elle garantit un débit régulier qui sécurise les apports en eau aux périmètres irrigués, améliore la productivité agricole et limite les effets des aléas climatiques. Cette démarche implique des analyses hydrologiques précises, le calcul du débit régularisé, la détermination de la capacité utile du réservoir et la définition d'un mode de gestion adapté aux besoins locaux. Comme le note **Chow (1964)** : « le rôle principal d'un réservoir est de moduler le débit entrant pour répondre à des objectifs multiples », ce qui prend tout son sens dans un contexte agricole comme celui de Bounachi.

II.9.1 Courbes Hauteurs - Surfaces - Capacités :

La cote minimale observée sur l'axe du barrage est de 130.00 m, tandis que la cote maximale atteint 185.00 m, ce qui correspond à une hauteur totale de 55.00 m. Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques du réservoir d'après l'agence nationale des barrages et transferts (ANBT).

Tableau II-35: Les caractéristiques du réservoir (Source : ANBT).

Cote (m)	surface (ha)	volume (hm^3)
131	0.16	0
135	6.59	0.1
140	16.7	0.52
145	29.48	1.49
150	44.51	3.13
155	60.22	5.51
160	77.59	8.74
165	95.2	12.88
170	112.89	17.91
175	132.57	23.79
180	145.87	30.61
185	164.81	38.38

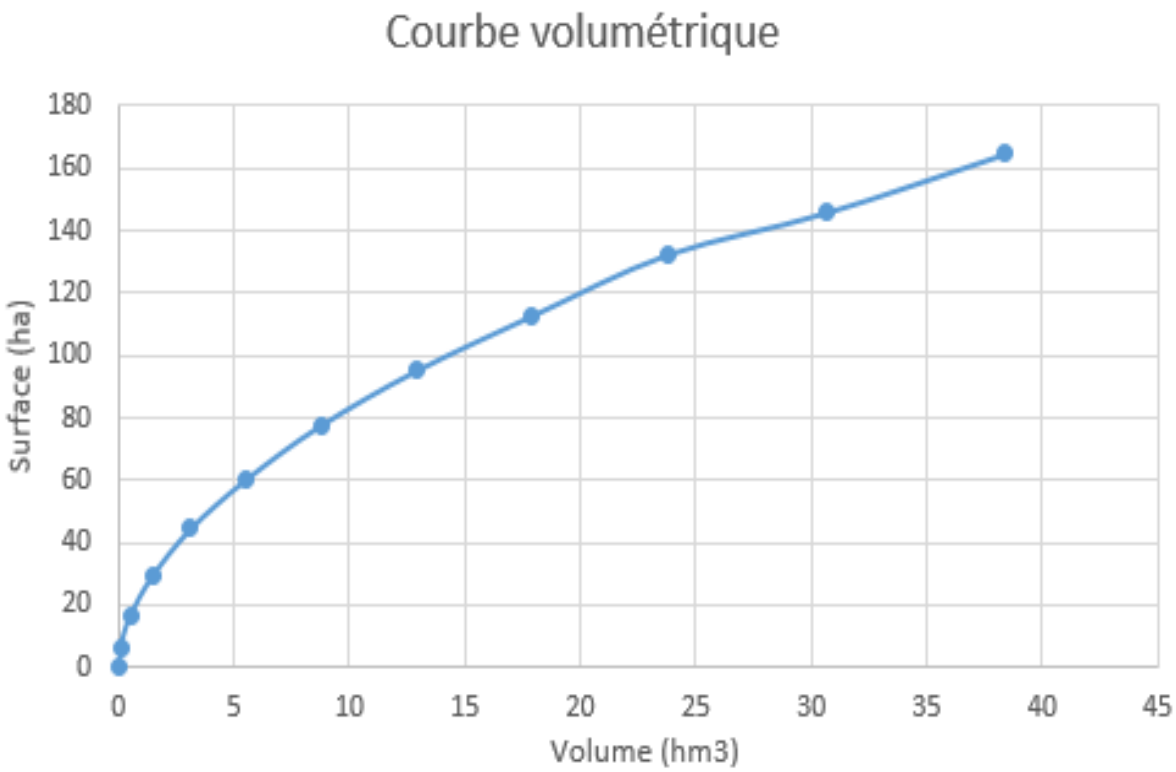


Figure II-15: Courbe volumétrique

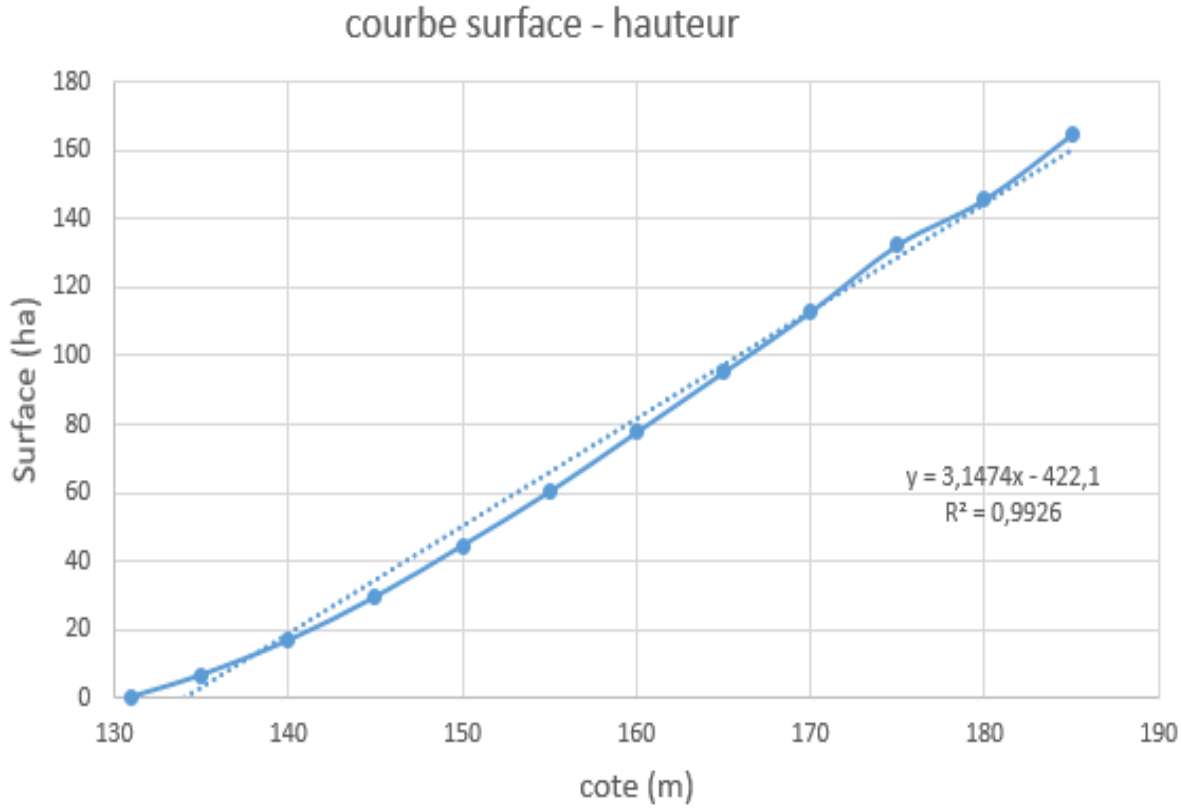


Figure II-14 : Courbe surface - hauteur.

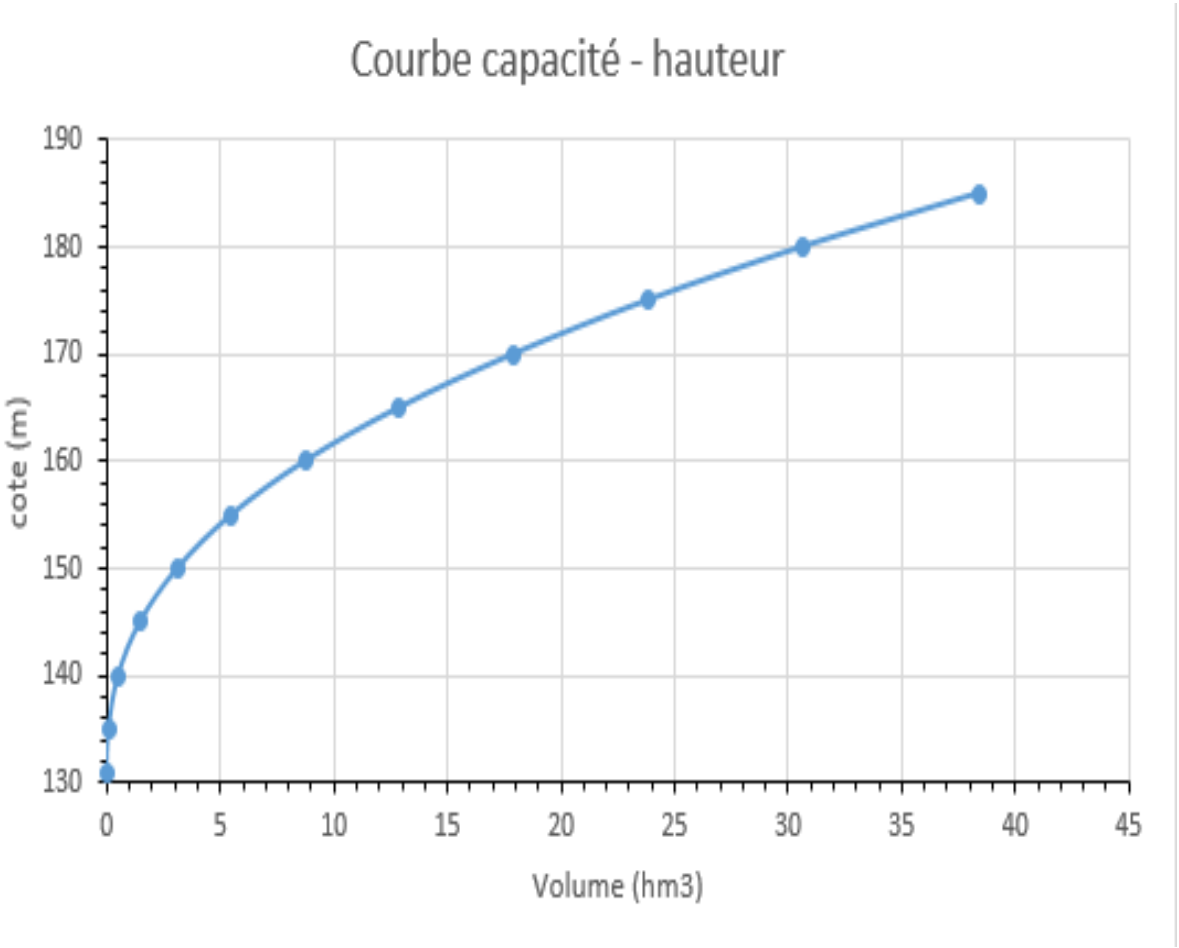


Figure II-16: Courbe capacité - hauteur

II.9.1.1 Régularisation interannuelle :

Pour le barrage de Bounachi, **l'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT)** a estimé les besoins annuels en eau à **24 hm³**, principalement pour l'irrigation et aussi l'AEP. En revanche, les apports naturels disponibles avec une sécurité de 80 % (appelés aussi apports garantis) sont seulement de **10.28 hm³** par an.

Tableau II-36 : La distribution mensuelle de la demande (source ANBT) en %.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	TOT
Module	6.6	5.3	4.5	4.5	4.5	4.5	5.3	8.1	13.3	15.9	16.3	11.1	100

Cela signifie que les besoins sont plus grands que ce que le barrage peut recevoir chaque année de manière sûre. Ce déséquilibre nous oblige à mettre en place une **régularisation interannuelle**, c'est-à-dire stocker l'eau sur plusieurs années.

La régularisation interannuelle permet de mettre de côté l'eau excédentaire pendant les années pluvieuses et de la réutiliser pendant les années sèches, quand les apports sont insuffisants. Cela permet de fournir de l'eau en continu, même quand les conditions climatiques sont défavorables.

Pour calculer le volume d'eau qu'il faut stocker, on utilise une méthode simple appelée **méthode de Kritsky-Menkel**. Elle repose sur la formule :

$$Vu = (\beta s + \beta int) \cdot A0 \qquad \textit{II-58}$$

Avec :

Vu: Volume utile à stocker dans le barrage

A0 : Apport annuel (15.14 hm³)

β_s : Coefficient de la partie saisonnière (quand les pluies sont mal réparties dans l'année)

β_{int} : Coefficient de la partie interannuelle

La partie saisonnière peut se calculer à l'aide de l'abaque de **Kritsky-Menkel**, qui utilise deux données :

- le coefficient α
- le coefficient du volume relatif d'étiage m (m = 0.5)

Estimation du coefficient α :

$$\alpha = \frac{q}{Q} \qquad \textit{II-59}$$

Avec :

q : les besoins estimés (24 hm^3)

Q : combien la retenue peut assurer (29.812 hm^3)

On trouve :

$$\alpha = 0.8$$

D'après l'abaque (Annexe 01) on retire que : $\beta_c = 0.26$

La partie interannuelle se calcule en fonction du :

- coefficient de variation Cv.
- coefficient d'asymétrie Cs.
- coefficient de régularisation (α=95%)
- coefficient de débit k.

Les formules utilisées :

$$C_S = 2 \times C_v \quad \text{II-60}$$

$$C_v^n = \frac{C_v}{\sqrt{n}} \quad \text{II-61}$$

$$C_s^n = \frac{C_s}{\sqrt{n}} \quad \text{II-62}$$

$F_p\%\ obtenue$ à $l'aide\ l'abaque\ de\ Kritsky - Menkel\ (Annexe\ 2)$

$$K_p\% = \left(F_p\%\ \times C_v^n\right) + 1 \quad \text{II-63}$$

$$Z_P\% = \left(\alpha - K_p\%\right) \times n \quad \text{II-64}$$

Ensuite :

$$\beta_{int} = max\{Z_P\%\} \quad \text{II-65}$$

On obtient :

$$\beta_{int} = 1.21$$

On applique l'équation III-58 :

$$V_u = (1.21 + 0.26) \times 15.14$$

$$V_u = 22.25\ hm3$$

Et :

$$V_{NNR} = V_U\ + V_M \quad \text{II-66}$$

A.N :

$$V_{NNR} = 22.25 + 3$$

$$V_{NNR} = 25.25\ hm3$$

Lorsqu'on fait la projection sur la courbe capacité-hauteur, on trouve :

Cote V_U : 174 m

Cote V_{NNR} : 176 m

Cote V_M : 149 m

Tableau II-37: Calculs de la régularisation interannuelle.

N	racine n	Cv n	Cs n	Fp%	Kp %	Zp %
1.00	1.00	0.39	0.78	-1.172	0.54	0.41
2.00	1.41	0.28	0.55	-1.210	0.67	0.57
3.00	1.73	0.23	0.45	-1.225	0.72	0.68
4.00	2.00	0.20	0.39	-1.231	0.76	0.76
5.00	2.24	0.17	0.35	-1.235	0.78	0.83
6.00	2.45	0.16	0.32	-1.238	0.80	0.88
7.00	2.65	0.15	0.29	-1.242	0.82	0.93
8.00	2.83	0.14	0.28	-1.244	0.83	0.97
9.00	3.00	0.13	0.26	-1.248	0.84	1.01
10.00	3.16	0.12	0.25	-1.250	0.85	1.04
11.00	3.32	0.12	0.24	-1.252	0.85	1.07
12.00	3.46	0.11	0.23	-1.254	0.86	1.09
13.00	3.61	0.11	0.22	-1.256	0.86	1.12
14.00	3.74	0.10	0.21	-1.258	0.87	1.14
15.00	3.87	0.10	0.20	-1.260	0.87	1.15
16.00	4.00	0.10	0.20	-1.260	0.88	1.17
17.00	4.12	0.09	0.19	-1.261	0.88	1.18
18.00	4.24	0.09	0.18	-1.262	0.88	1.19
19.00	4.36	0.09	0.18	-1.262	0.89	1.20
20.00	4.47	0.09	0.17	-1.263	0.89	1.20
21.00	4.58	0.09	0.17	-1.263	0.89	1.21
22.00	4.69	0.08	0.17	-1.263	0.89	1.21
23.00	4.80	0.08	0.16	-1.264	0.90	1.21
24.00	4.90	0.08	0.16	-1.264	0.90	1.22
25.00	5.00	0.08	0.16	-1.264	0.90	1.21
26.00	5.10	0.08	0.15	-1.265	0.90	1.22
27.00	5.20	0.08	0.15	-1.265	0.91	1.21
28.00	5.29	0.07	0.15	-1.265	0.91	1.21
29.00	5.39	0.07	0.14	-1.266	0.91	1.21
30.00	5.48	0.07	0.14	-1.266	0.91	1.20
31.00	5.57	0.07	0.14	-1.266	0.91	1.20
32.00	5.66	0.07	0.14	-1.266	0.91	1.19
33.00	5.74	0.07	0.14	-1.266	0.91	1.19
34.00	5.83	0.07	0.13	-1.267	0.92	1.18
35.00	5.92	0.07	0.13	-1.267	0.92	1.17
36.00	6.00	0.07	0.13	-1.267	0.92	1.16
37.00	6.08	0.06	0.13	-1.267	0.92	1.16
38.00	6.16	0.06	0.13	-1.267	0.92	1.15
39.00	6.24	0.06	0.12	-1.268	0.92	1.14
40.00	6.32	0.06	0.12	-1.268	0.92	1.13
41.00	6.40	0.06	0.12	-1.268	0.92	1.12

II.10 Laminage des crues :

Selon Chow (1964) : « le rôle d'un réservoir en période de crue est de retenir une partie de l'eau excédentaire afin de restituer l'écoulement de manière contrôlée et progressive ».

Concrètement, lorsqu'une crue se produit, tout le volume d'eau ne peut pas être évacué instantanément. Le laminage consiste donc à :

- stocker temporairement une partie de l'eau dans la retenue (réservoir).

- évacuer progressivement cette eau selon la capacité de l'évacuateur (déversoir. orifice ou conduite de vidange).

Ce procédé permet de réduire le débit maximal de la crue en sortie, et donc de limiter les risques d'inondation en aval.

Le laminage est essentiel pour optimiser la conception des ouvrages hydrauliques : il permet de réduire la taille et le coût des structures tout en assurant un bon niveau de sécurité hydraulique.

II.10.1 La méthode de Muskingum :

La méthode de Muskingum est une méthode de modélisation du transit des crues, c'est-à-dire du déplacement de l'eau dans un tronçon de rivière ou un réservoir. Elle est très utilisée car elle est à la fois simple, fiable et efficace pour les calculs de laminage.

Elle repose sur le principe de conservation de la masse, qui s'écrit :

$$\frac{dS}{dt} = I - O \qquad \text{II-67}$$

Où :

- S : est le volume stocké (ou emmagasiné).

- I : est le débit d'entrée (inflow).

- O : est le débit de sortie (outflow).

Cette équation signifie que la variation du stockage est égale à la différence entre ce qui entre et ce qui sort du système.

II.10.2 Étapes de calcul de la méthode de Muskingum :

- **Discrétisation du temps :**

Choisir un pas de temps Δt (ex. : 0.2 h ou 1 h), puis préparer les débits d'entrée I1. I2. I3. ...

- **Formule de calcul entre deux instants :**

L'équation intégrée sur un intervalle de temps donne :

$$S_2 - S_1 = (\frac{I1 + I2}{2} - \frac{O1 - O2}{2}) \times \Delta T \qquad \textit{II-68}$$

- **Dresser la courbe caractéristique :**

On utilise :

$$\frac{2 \times S_2}{\Delta T} + O2 = I1 + I2 + \frac{2 \times S_1}{\Delta T} + O1 - 2 \times O1 \qquad \textit{II-69}$$

Le terme (2S/Δt + O) dépend uniquement du stockage et du débit de sortie.

On dresse la courbe f(O) = (2S/Δt) + O

- **Calcul du débit de sortie Q :**

$$Q = m \times B \times \sqrt{2g} \times H^{3/2} \qquad \textit{II-70}$$

Avec :

m : coefficient de débit (égale à 0.49)

B : largeur du déversoir

H : la hauteur déversent

- **Calcul du stockage S :**

$$S = A \times h \qquad \textit{II-71}$$

À chaque pas de temps, on calcule le débit de sortie O2 et le volume stocké S2, puis on passe à l'étape suivante. Cela permet d'obtenir un hydrogramme de sortie plus étalé, avec un pic de crue réduit.

II.10.3 Laminage des crues pour B = 25m :

En appliquant l'équation II-70, avec :

Un débit de sortie Qs = 0 m^3/s donc Hmin = 0 m

Un débit d'entrée Qe = 807.67 m^3/s (période de retour 1000 ans)

On trouve :

H max = 6.05 m

La surface est calculée à partir de la courbe surface – hauteur qui est modélisée par une équation linéaire **S = 3.1474 × H - 422.1** et avec un coefficient de corrélation **R^2 = 0.9926**

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II-38 : Résultats courbe caractéristique.

H (m)	Cote (m)	A (Km^2)	S (Mm^3)	Q (m^3/s)	2S/ΔT+Q
0	176,00	1,32	0,00	0,00	0,00
0,5	176,50	1,33	0,67	19,37	390,12
1	177,00	1,35	1,35	54,78	805,02
1,5	177,50	1,37	2,05	100,64	1239,12
2	178,00	1,38	2,76	154,95	1690,40
2,5	178,50	1,40	3,49	216,55	2157,72
3	179,00	1,41	4,24	284,66	2640,30
3,5	179,50	1,43	5,00	358,72	3137,57
4	180,00	1,44	5,78	438,27	3649,07
4,5	180,50	1,46	6,57	522,96	4174,46
5	181,00	1,48	7,38	612,50	4713,44
5,5	181,50	1,49	8,21	706,63	5265,75
6,05	182,05	1,51	9,13	815,24	5888,46

On trace ensuite la courbe caractéristique qui est modélisée par une équation linéaire $\frac{2S}{\Delta T} + Q = 6.9831 \times Q + 448.22$ et avec un coefficient de corrélation **$R^2 = 0.9888$**

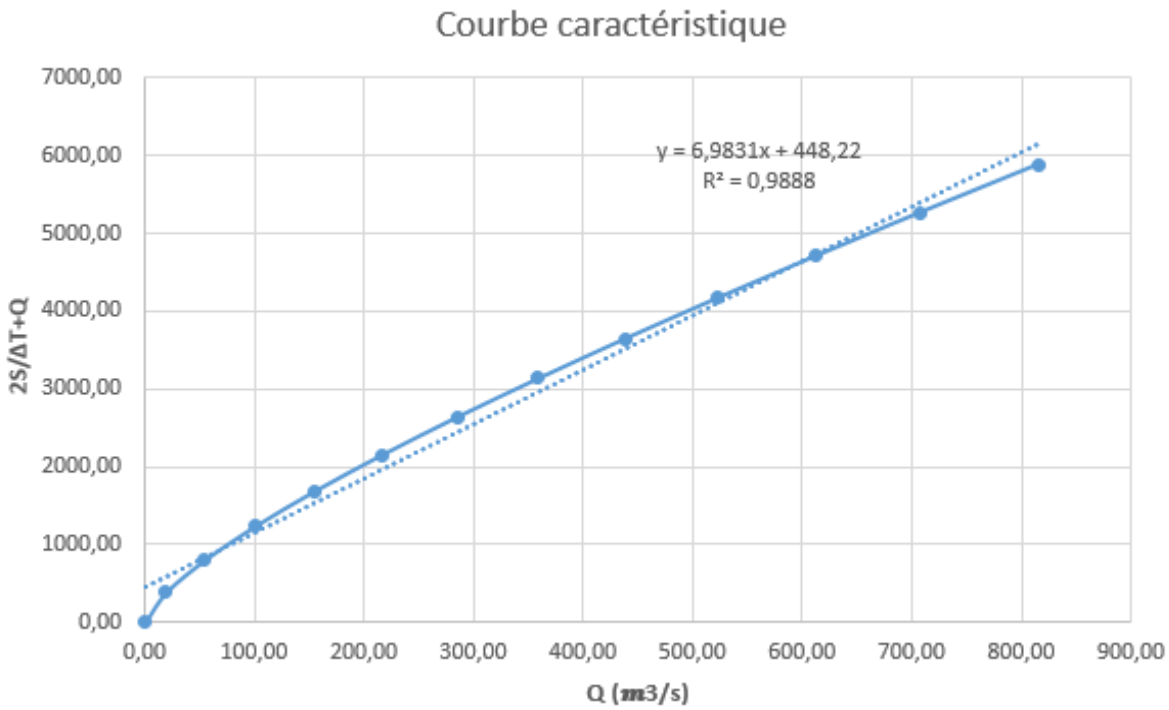


Figure II-17 : La courbe caractéristique.

Ensuite on pourra déterminer l'hydrogramme laminé à l'aide de la courbe caractéristique et de l'équation II-69.

Les mêmes étapes ont été faites pour plusieurs largeurs B, les résultats sont donnés dans l'annexe N° 3.

Les résultats obtenus sont donnés par le tableau suivant :

Tableau II-39: Hydrogramme laminé pour B=25m.

Temps (h)	I (m^3/s)	I1+I2 (m^3/s)	2S/ΔT+Q	2S/ΔT+Q-2Q	Q (m^3/s)
0.00	0.00	63.02	0.00	0.00	0.00
0.50	63.02	315.09	63.02	173.34	-55.16
1.00	252.07	819.24	488.43	476.92	5.76
1.50	567.17	1374.84	1296.16	1053.30	121.43
1.79	807.67	1546.34	2428.14	1861.08	283.53
2.00	738.67	1329.11	3407.42	2559.89	423.77
2.50	590.44	1053.93	3888.99	2903.53	492.73
3.00	463.50	819.69	3957.47	2952.40	502.53
3.50	356.19	623.07	3772.09	2820.11	475.99
4.00	266.88	460.78	3443.18	2585.41	428.89
4.50	193.90	329.51	3046.18	2302.11	372.04
5.00	135.61	225.96	2631.62	2006.28	312.67
5.50	90.35	146.84	2232.24	1721.29	255.48
6.00	56.49	88.85	1868.13	1461.46	203.34
6.50	32.36	48.67	1550.31	1234.66	157.82
7.00	16.32	23.02	1283.34	1044.16	119.59
7.50	6.71	8.59	1067.18	889.91	88.64
8.00	1.89	2.09	898.50	769.54	64.48
8.50	0.20	0.20	771.62	679.00	46.31
8.95	0.00	0.00	679.20	613.05	33.08

On calcule le facteur d'amortissement qui est le **rapport entre la réduction du débit de pointe** d'une crue et **le débit de pointe initial (non laminé)**. Il permet d'évaluer **l'efficacité de l'ouvrage.**

$$FA = \frac{Qs}{Q\ max} = \frac{566.34}{807.67} = 0.62 \qquad \text{II-72}$$

Le facteur d'amortissement de 0.62 indique que 62 % du débit de crue a été atténué par le barrage, montrant une bonne efficacité du laminage.

Les hydrogrammes d'entré Qe et de sortie Qs sont montrés graphiquement sur la figure suivante :

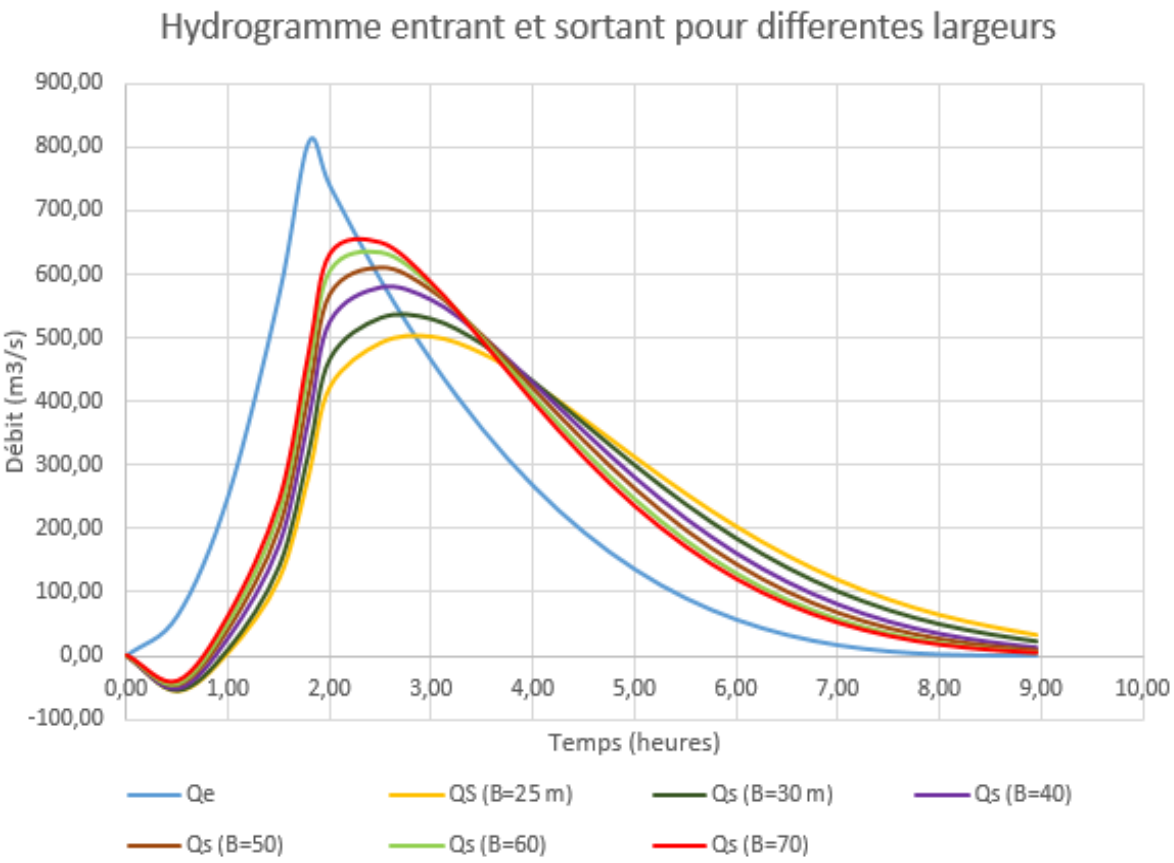


Figure II-18 : Hydrogramme entrant et sortant pour différentes largeurs.

Les résultats obtenus par la méthode de Muskingam sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II-40: Récapitulatif des résultats obtenus par la méthode de Muskingam.

B (m)	Hd (m)	NPHE (m)	Q laminé (m^3/s)	Fa
25	6.05	182.05	502.53	0.62
30	5.36	181.36	530.88	0.66
40	4.42	180.42	579.19	0.72
50	3.81	179.81	610.47	0.75
60	3.37	179.37	634.12	0.78
70	3.05	179.05	648.86	0.80

II.11Etude d'optimisation :

Pour déterminer la largeur optimale du déversoir, une étude technico-économique est nécessaire. Elle vise à comparer plusieurs variantes de largeur en analysant à la fois les performances hydrauliques (résultats du laminage via la méthode de Muskingum) et les coûts associés aux travaux.

L'étude consiste à :

- Calculer le niveau de la crête de la digue en tenant compte de la revanche.
- Déterminer pour chaque largeur le volume de remblais et le volume de béton des ouvrages d'évacuation.
- Multiplier ces volumes par leurs prix unitaires respectifs pour estimer le coût total de chaque option.
- Tracer ensuite la courbe d'optimisation (coût en fonction de la largeur) pour identifier la solution la plus économique.

II.11.1 Calcul de la revanche :

La revanche représente la marge de sécurité verticale entre le niveau maximal des hautes eaux (NPHE) et la crête du barrage. Elle a pour rôle de prévenir tout risque de surverse, notamment en cas de crue exceptionnelle ou de formation de vagues générées par le vent sur la surface de la retenue.

Formule de Stevenson :

$$Hv = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26F^{1/4} \quad \text{II-73}$$

$$Vv = 1.5 + 2Hv \quad \text{II-74}$$

$$R = 0.75Hv + \frac{Vv^2}{2g} \quad \text{II-75}$$

Formule de Mallet-Pacquant :

$$Hv = 0.5 + \frac{1}{3}\sqrt{F} \quad \text{II-76}$$

$$R = 0.75Hv + \frac{Vv^2}{2g} \quad \text{II-77}$$

Formule simplifiée :

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \quad \text{II-78}$$

Avec :

Hv : hauteur de la vague (m)

F : fetch, c'est distance sur laquelle le vent agit sur l'eau (égal à 1.66 km)

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

R : revanche (m)

g : accélération de la pesanteur (≈ 9.81 m/s²)

Après l'application numérique, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II-41 : Calcul de la revanche.

Formule	Hv (m)	Vv (m^2/s)	R (m)
Stevenson	0.89	3.28	1.21
Mallet-Pacquant	0.93	3.36	1.27
Simplifiée	-	-	1.38

On retient une revanche égale à 1.3 m

Pour la détermination de la hauteur du barrage, on utilise la relation suivante :

$$Hb = NNR - Cf + a + R + Hd + \mathrm{T} \qquad \textit{II-79}$$

Sachant que :

$$T = 0.015 \times H_b \qquad \textit{II-80}$$

$$\mathrm{T} = 0.001 \times H_b^{3/2} \qquad \textit{II-81}$$

On prend la moyenne des deux formules, on estime un tassement de 0.6 m

Avec :

Hd : hauteur déversant

NNR : niveau normale de la retenue

Cf : cote inferieure

a : coefficient de sécurité (m). a = 0.5 m

R : la revanche (R)

T : tassement (T=0.6m)

Tableau II-42 : hauteur du barrage.

B (m)	Hd (m)	R (m)	Hb (m)
25	6.05	1.3	53.45
30	5.36		52.76
40	4.42		51.82
50	3.81		51.21
60	3.37		50.77
70	3.05		50.45

II.11.2 Calcul de la largeur en crête :

La largeur en crête peut être estimée à l'aide de plusieurs formules empiriques, notée b_{cr} en fonction de la hauteur de la digue H_b :

- **Formule de T.T. Knapen :**

$$b_{cr} = 1.65\ H_b^{1/2} \qquad \textit{II-82}$$

- **Formule de E-F Preece :**

$$b_{cr} = 1.1\ H_b^{1/2} + 1 \qquad \textit{II-83}$$

- **Formule pratique :**

$$b_{cr} = \frac{5}{3}\ H_b^{1/2} \qquad \textit{II-84}$$

- **Formule simplifiée :**

$$b_{cr} = 3.6\ H_b^{\frac{1}{3}} - 3 \qquad \textit{II-85}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II-43 : Calcul de la largeur en crête.

Formule	B_{cr} (m)					
	B = 25 m	**B = 30 m**	**B = 40 m**	**B = 50 m**	**B = 60 m**	**B = 70 m**
Formule de T.T.Knappen	12.06	11.98	11.87	11.81	11.75	11.72
Formule de E.F.Preece	9.04	8.99	8.92	8.87	8.84	8.81
Formule Pratique	12.18	12.11	11.99	11.93	11.87	11.84
Formule simplifiée	10.56	10.50	10.42	10.37	10.33	10.30

On adopte une largeur en crête de 12 m afin de faciliter les calculs.

La longueur en crête par rapport à l'axe défini de la digue est de 755.50 m

II.12 Cout de la digue :

II.12.1 Volume et cout de la digue :

Afin d'estimer le coût de la digue, nous déterminons son volume en prenant en compte les différentes lames déversantes. Pour cela, nous utilisons le profil longitudinal de l'axe du barrage ainsi que les formules suivantes :

$$Vt = \sum Sm = \sum \frac{Si+Si+1}{2} \times Li \quad \text{II-86}$$

Sachant que ;

$$Si = Hi \times \frac{Bi + bc}{2} \quad \text{II-87}$$

$$Bi = H \times (mamont + maval) + bc \quad \text{II-88}$$

Avec :

Vt : volume total du remblai (m³)

Si : aire de la section transversale à la coupe *i* (m²)

Hi : hauteur de la tranche au point *i* (m)

Li : distance entre deux coupes consécutives (m)

Bi : largeur de base de la digue au point *i* (m)

bc : largeur en crête (m)

m : talus amont et aval (égal à 1.75)

Tableau II-44 : Volume de la digue pour B=25m.

Coupe	H (m)	B (m)	S_i (m²)	S_m (m²)	L_i (m)	V_i (m³)	V_T (m³)
0	53.5	145.63	4212.53	0.00	285.15	0.00	
1	52.4	142.88	4053.85	4133.19	15.00	61997.86	
2	51.2	139.88	3884.20	3969.03	20.00	79380.56	
3	50.4	137.88	3773.10	3828.65	20.00	76573.06	
4	49.6	135.88	3663.60	3718.35	20.00	74367.06	991712.88
5	48.5	133.13	3515.65	3589.63	15.00	53844.42	
6	47.6	130.88	3396.85	3456.25	15.00	51843.80	
7	46.0	126.88	3190.65	3293.75	15.00	49406.30	
8	39.9	111.63	2463.23	2826.94	60.00	169616.44	
9	24.7	73.63	1055.33	1759.28	150.00	263891.72	
10	24.6	73.38	1047.98	1051.65	105.35	110791.66	

On peut estimer le cout de la digue, en posant le prix du mètre cube de remblais égal à 800 DA :

Tableau II-45 : Cout de la digue.

B (m)	25	30	40	50	60	70
V (m^3)	991712.88	960764.06	919435.70	893130.77	874408.13	860924.01
Coût (DA)	793370300	768611245	735548561	714504613	699526503	688739210

II.13 Volume et cout de l'évacuateur de crue :

Pour estimer le coût de l'évacuateur de crue, on commence par calculer son volume. L'ouvrage est divisé en trois parties : le canal d'approche, le déversoir et le coursier.

II.13.1 Volume du canal d'approche :

Dans notre cas, aucun canal d'approche n'a été prévu**,** car la topographie naturelle du site oriente déjà les écoulements vers le déversoir. Cette configuration rend la réalisation d'un canal inutile, tout en garantissant une bonne efficacité hydraulique.

II.13.2 Volume et cout de déversoir :

Le déversoir frontal régule les débits évacués. Son seuil adopte un profil WES, dont la section transversale est définie par l'équation suivante, en fonction de la charge déversante :

$$X^{1.85} = 2H_d^{0.85} \times Y \qquad \textit{II-85}$$

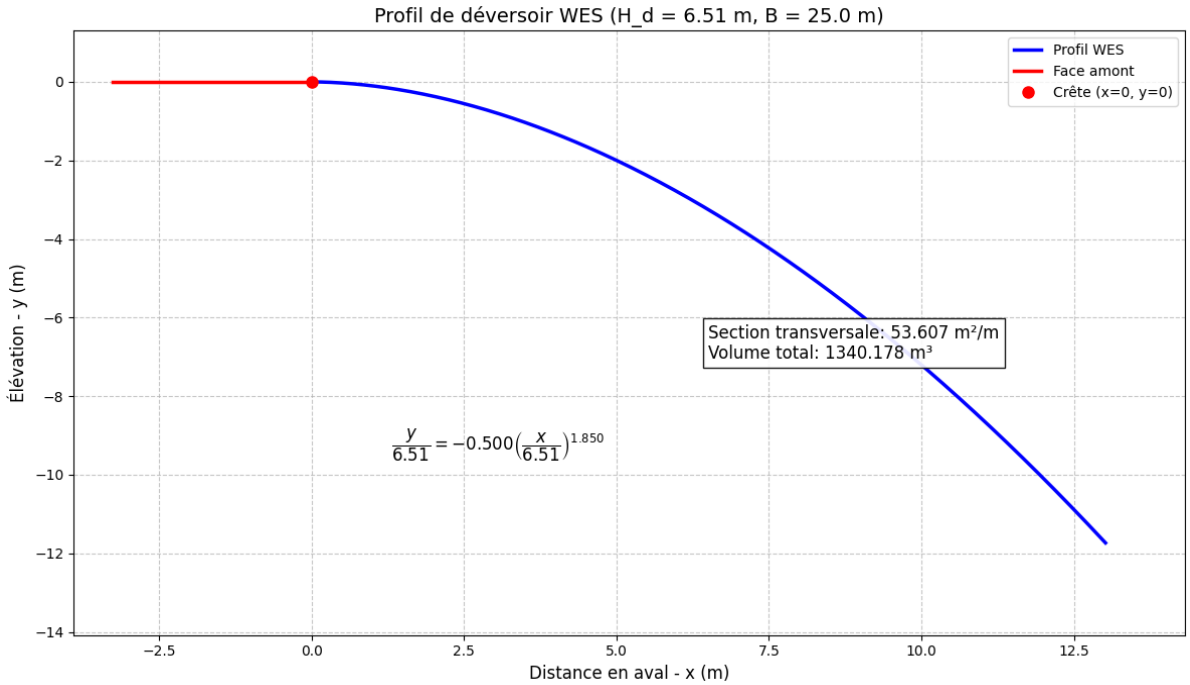


Figure II-19 : Profil de déversoir pour B = 25m

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II-46: Le cout des déversoirs pour différentes largeurs.

B (m)	Hd (m)	S (m^2)	V (m^3)	Coût (DA)
25	6.05	46.30	1157.48	52086375.00
30	5.36	36.34	1090.20	49059000.00
40	4.42	24.71	988.48	44481600.00
50	3.81	18.36	918.10	41314500.00
60	3.37	14.37	861.90	38785500.00
70	3.04	11.69	818.30	36823500.00

II.13.3 Volume et cout du coursier :

On opte pour un coursier de section rectangulaire avec une longueur approximative de 220 m. Le volume du béton de coursier est calculé par :

$$V_{coursier} = b_{coursier} \times S \qquad \textit{II-90}$$

Et la largeur de coursier par :

$$b_{coursier} = Qemax^{0.4} \qquad \text{II-91}$$

L'épaisseur du coursier et ses murs est comprise entre 0.5 et 1 m.

Le cout du mètre cube de béton est estimé à 45 000 DA.

Tableau II-47: Cout du coursier pour les différentes largeurs.

B (m)	H (m)	Q (m^3/s)	b coursier (m)	S coursier (m^2)	S mur (m^2)	V coursier (m^3)	Coût (DA)
25	6.05	807.46	14.55	11.64	9.68	4690.31	211063878.68
30	5.36	808.00	14.55	11.64	8.58	4448.13	200165631.15
40	4.42	806.75	14.54	11.64	7.07	4115.65	185204389.85
50	3.81	807.05	14.55	11.64	6.10	3901.32	175559398.50
60	3.37	805.64	14.54	11.63	5.39	3744.65	168509037.18
70	3.04	805.29	14.53	11.63	4.86	3628.04	163261937.21

II.14 Coût du barrage :

Pour estimer le coût total du barrage, l'ensemble des éléments étudiés précédemment ont été pris en compte. Les résultats de cette estimation sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-48 : Coût total du barrage.

B (m)	Coût total ($\times 10^6$ DA)
25	1056.52
30	1017.84
40	965.23
50	931.38
60	906.82
70	888.82

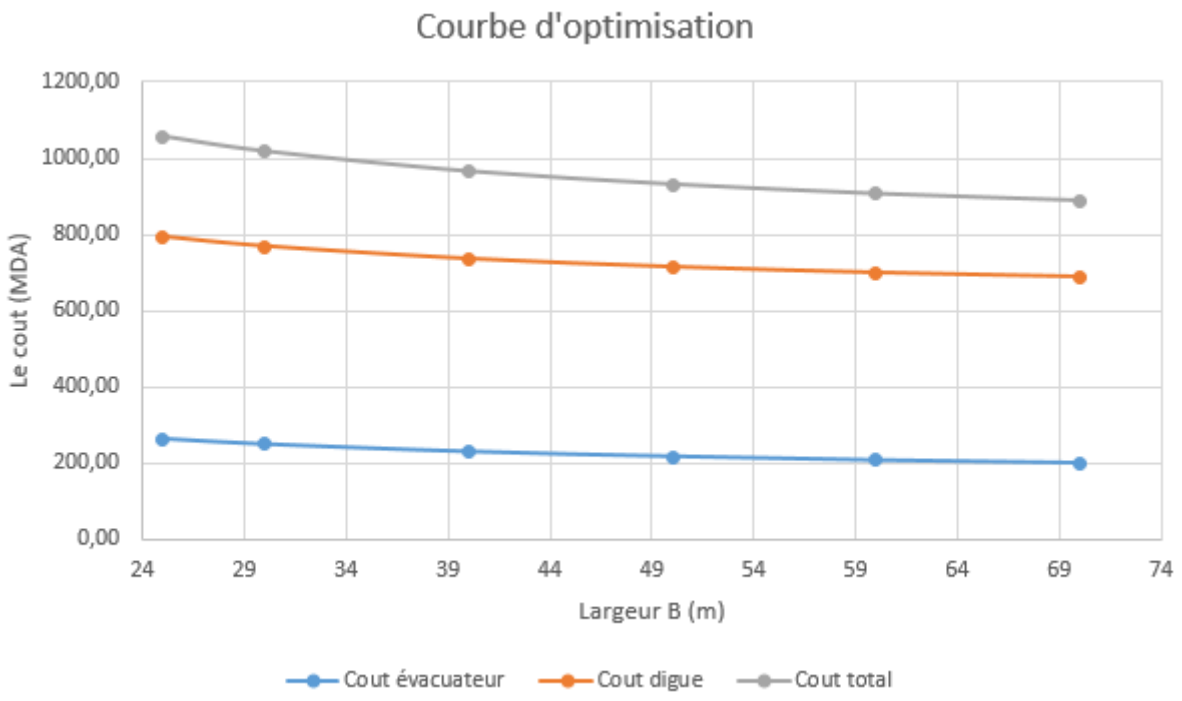


Figure II-20: Courbe d'optimisation.

On déduit que le choix d'une largeur de 70 m est la plus économique, avec une hauteur déversante de 3.04 m.

Conclusion :

Ce chapitre a permis de définir les caractéristiques hydrologiques du bassin versant et d'en déduire les paramètres nécessaires à la conception du barrage. Ces résultats constituent une base essentielle pour le dimensionnement de la digue.

En fin de chapitre, une étude d'optimisation a été menée pour déterminer la largeur optimale du déversoir, en conciliant sécurité hydraulique et maîtrise des coûts.

CHAPITRE III :

Etude de la digue

Introduction :

La digue est l'élément structural essentiel d'un barrage, dont la fonction première est d'assurer le stockage, la régulation ou la dérivation des eaux. Selon Lempérière (2006) : « le choix du type de barrage conditionne non seulement la sécurité de l'ouvrage, mais également son coût, sa durée de vie et sa facilité d'entretien ». Ce choix repose sur une analyse intégrée des données topographiques, géologiques, hydrologiques, économiques et environnementales du site.

Il existe plusieurs classifications des barrages, mais la plus courante repose sur le matériau constitutif et le comportement structurel. On distingue ainsi trois grandes catégories :

- **Les barrages en remblai**, comprenant :

-Les digues en terre homogène ou zonée ;

-Les digues en enrochements, avec ou sans noyau étanche.

Ces structures utilisent principalement des matériaux naturels compactés. Leur conception est souple et adaptée aux terrains déformables, mais leur sensibilité à l'érosion interne et aux infiltrations impose une étude géotechnique rigoureuse.

- **Les barrages en béton**, subdivisés en :

-Barrages-poids (résistant par leur propre poids) ;

-Barrages-voûtes (transmettant les efforts vers les rives) ;

-Barrages à contreforts.

Ces ouvrages sont généralement adaptés aux vallées étroites et rocheuses. Ils présentent une grande stabilité, mais exigent un coffrage complexe, une main-d'œuvre qualifiée et un délai de construction plus long.

Les barrages en béton compacté au rouleau (BCR) constituent une solution intermédiaire. Il s'agit de barrages-poids construits en couches successives de béton maigre, compactées mécaniquement, sans coffrage latéral. Cette technique moderne combine la robustesse du béton avec la rapidité de mise en œuvre et une réduction significative des coûts.

III.1 Choix du type de la digue :

Le choix du type de digue constitue une étape critique dans la conception d'un barrage, car il conditionne directement la stabilité, la sécurité et la durabilité de l'ouvrage. Ce choix ne peut en aucun cas être fait de manière arbitraire ; il doit résulter d'une analyse multidisciplinaire approfondie, prenant en compte l'ensemble des contraintes propres au site, notamment :

- **Les contraintes géotechniques**, telles que la nature du sol en fondation, sa portance, sa perméabilité et sa stabilité ;
- **Les données topographiques**, notamment la forme de la vallée et les volumes de terrassement nécessaires ;
- **Les aspects économiques**, liés au coût des matériaux, au transport, à la main-d'œuvre et aux délais de réalisation ;
- **Les contraintes logistiques**, telles que l'accessibilité du site, la disponibilité des engins et les moyens techniques mobilisables localement.

Dans le cas du barrage de Bounachi, les études précédentes ont mis en évidence un déficit notable en matériaux de construction adaptés, tant en termes de qualité que de quantité, ainsi que l'éloignement des zones d'emprunt. Ce contexte impose naturellement l'orientation vers un barrage de type poids, moins exigeant vis-à-vis des matériaux fins ou spécifiques, et plus compatible avec les conditions locales.

À cet effet, trois variantes de barrage ont été retenues pour étude comparative, en cohérence avec la morphologie du site et les contraintes identifiées :

III.1.1 Barrage mixte :

Le barrage mixte est une structure qui associe les caractéristiques du barrage-poids et du barrage-voûte. Il combine ainsi la stabilité d'un barrage-poids, qui résiste principalement par son propre poids, avec l'effet de transfert des poussées d'eau vers les rives rocheuses propre au barrage-voûte. Ce type d'ouvrage est généralement choisi lorsque le site présente une vallée moyennement étroite avec des fondations rocheuses solides, mais que la construction d'un barrage-voûte pur ne serait pas optimale. L'utilisation d'un barrage mixte permet une meilleure adaptation aux contraintes géologiques et topographiques, tout en optimisant la quantité de béton nécessaire.

III.1.2 Barrage en béton compacté au rouleau (BCR) :

Le barrage en BCR est un barrage-poids réalisé à partir de béton à faible teneur en eau, mis en œuvre par couches successives compactées mécaniquement. Il forme une masse homogène, dense et rigide, assurant sa stabilité par son propre poids. Sa structure massive, associée à une mise en œuvre industrielle, permet une adaptation efficace aux sites où les matériaux d'emprunt sont limités.

III.1.3 Barrage en enrochements à masque amont :

Ce barrage repose sur un corps en enrochements, recouvert d'un **masque étanche en béton armé** situé en amont. Ce masque assure l'étanchéité de l'ouvrage, tandis que le corps en enrochements garantit la stabilité par son poids. Ce type de barrage est bien adapté aux sites où l'on peut exploiter des matériaux rocheux localement disponibles, même de qualité variable, tout en assurant l'étanchéité par une couche bétonnée maîtrisée.

III.2 Etude comparative des trois variantes :

Afin de déterminer la solution la plus adaptée pour la réalisation de l'ouvrage, une comparaison entre les trois variantes de digue est nécessaire. Cette comparaison repose principalement sur l'évaluation des volumes de matériaux à mettre en œuvre et sur l'estimation des coûts de construction.

Tableau III-1: Comparaison entre les trois variantes.

Type	Avantages	Inconvénients
Barrage mixte	Combine les qualités du barrage-poids et du barrage-voûte ; Bonne stabilité.	Conception plus complexe ; Mise en œuvre exigeante.
Barrage en BCR	Construction rapide ; Coût modéré ; Peu de matériaux fins requis.	Béton conventionnel nécessaire pour certains ouvrages.
Enrochement à masque amont	Technique maitrisée par les entreprises nationales ; Utilise des matériaux locaux.	Coût relativement élevé ; Pose du masque amont sur pente raide demande des précautions.

Tableau III-2: Devis quantitatif et estimatif du barrage mixte.

N	DESCRIPTION	U	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Prix total (DA)
	Barrage mixte				
1	Débroussaillage (Barrage et Cuvette)	m^2	1 330 000	75	99750000
2	Excavations barrage	m^3	320 000	650	208000000
3	Excavations dérivation provisoire	m^3	12 800	650	8320000
	Remblai				0
4	Noyau argileux traité	m^3	200 000	5 000	1000000000
5	Filtre, drain et transition	m^3	67 500	2 500	168750000
6	Remblai	m^3	696 600	2 000	1393200000
7	Enrochement	m^3	57 000	3 000	171000000
8	Revêtement végétal	m^2	200 000	70	14000000
9	Galerie d'injections	ml	547	145 000	79315000
10	Couronnement	m^2	145 000	2 000	290000000
	Tronçon central en béton				0
11	Béton poids	m^3	284 600	12 000	3415200000
12	Béton armé	m^3	83 700	45 000	3766500000
14	Appareils d'appui	u	25	10 000	250000
15	Galerie de drainage	ml	405	25 000	10125000
16	Joints de dilatation	ml	226	20 000	4520000
17	Injections	m	2 580	26 000	67080000
18	Équipement Hydromécanique	vg	1	130 000 000	130000000
19	Équipement Électrique	vg	1	30 000 000	30000000
20	Accès	ml	5 086	3 300	16783800
				Total sans TVA	10872793800

Le coût total de cette variante est estimé à **dix milliards huit cent soixante-douze millions sept cent quatre-vingt-treize mille huit cents dinars algériens.**

Tableau III-3 : Devis quantitatif et estimatif du barrage en BCR.

N	Description	U	Quantité	Prix unitaire (DA)	Coût total (DA)
1	Débroussaillage	m²	1 330 000	75	99750000
2	Excavations barrage	m³	370 000	650	240500000
3	Dérivation provisoire	m³	12 800	650	8320000
4	Corps en BCR	m³	617 000	18000	11106000000
5	Galerie de drainage	m	760	175000	133000000
6	Appareils d'appui	unité	8	15000	120000
7	Joints de dilatation	m	5 025	8000	40200000
8	Injections	m	2 550	80000	204000000
9	Auscultation	vg	1	25000000	25000000
10	Équipement Hydromécanique	vg	1	130000000	130000000
11	Équipement Électrique	vg	1	30000000	30000000
12	Accès au barrage	m²	5 086	3000	15258000
13	Accès à la chambre de vannes	m²	2 143	1500	3214500
14	Expropriation	ha	160	1500000	240000000
15	Station de pompage (désinstallation et reconstruction)	vg	1	52000000	52000000
16	Ligne électrique	vg	1	13000000	13000000
17	Gazoduc	vg	1	17000000	17000000
				Total sans TVA	**12357362500**

Le coût total de cette variante est estimé à **douze milliards trois cent cinquante-sept millions trois cent soixante-deux mille cinq cents dinars algériens**.

Tableau III-4 : Devis quantitatif et estimatif du barrage à masque amont.

N	Description	U	Quantité	Prix unitaire (DA)	Coût total (DA)
I	Barrage	-	-	-	-
1	Débroussaillage (Barrage et Cuvette)	m²	1 330 000	75	99750000
2	Excavations barrage	m³	370 000	650	240500000
3	Enrochement	m³	145 000	870	126150000
4	Masque en béton en centrale et mis en place	m³	58 720	45 000	2642400000
5	Béton Armé	m³	210 720	45 000	9482400000
6	Béton non Armé	m³	2 500	28 700	71750000
7	Injection consolidante	m	2 520	23 800	59976000
8	Auscultation	Vg	1	25000000	25000000
II	Dérivation provisoire	-	-	-	-
9	Excavation	m³	8 240	33 000	271920000
10	Béton Armé	m³	1 200	45 000	54000000
11	Joints Etanchéité	m	270	3 300	891000
12	Remblai (dérivation) excavation	m³	3 200	2 300	7360000
III	Excavateur de crue	-	-	-	-
13	Excavation	m³	160 000	3 000	480000000
14	Béton Armé	m³	2 500	28 700	71750000
15	Béton non Armé	m³	4 800	23 800	114240000
IV	Tour de prise, puits d'accès et vidange de fond	-	-	-	-
16	Excavation	m³	1 500	700	1050000
17	Béton Armé	m³	1 500	55 000	82500000
18	Équipement Hydromécanique	Vg	1	179 600 000	179600000
19	Équipement Électrique	Vg	1	35 000 000	35000000
20	Accès	ml	5 086	3 300	16783800
				Total sans TVA	14063020800

Le coût total de cette variante est estimé à **quatorze milliards soixante-trois millions vingt mille huit cents dinars algériens**.

- Au terme de cette comparaison et compte tenu des contraintes propres au site de Bounachi, **le barrage en béton compacté au rouleau (BCR) a été retenu comme la solution la plus adaptée,** bien qu'il ne soit pas la plus économique. La rareté et l'insuffisance des zones d'emprunt rendent en effet difficile la mise en œuvre d'autres variantes, tandis que le BCR permet de limiter fortement les besoins en matériaux locaux. Sa structure massive, sa méthode de mise en œuvre et sa compatibilité avec des matériaux de moindre qualité en font une solution techniquement réaliste et économiquement viable pour le site étudié. Cette variante fera donc l'objet d'un développement détaillé dans la suite du mémoire.

III.3 Caractéristique de la digue – Variante BCR :

Elle possède les caractéristiques suivantes :

- Un parement amont avec un fruit de talus nul.
- Un parement aval en gradins, avec un fruit de 1/0,75.
- Une largeur du couronnement de 12 m, permettant la circulation et la mise en œuvre du BCR.
- Une hauteur maximale du barrage estimée à 50.5 m, mesurée depuis la fondation jusqu'à la crête.
- Une étanchéité assurée par un revêtement en béton conventionnel d'1 m sur le parement amont et sur l'évacuateur de crue.
- Une galerie de dérivation**.**

III.4 Calcul de la stabilité de la digue :

III.4.1 Les charges agissantes sur la digue :

Les efforts agissant sur la digue sont classés selon leur nature :

III.4.1.1 Charges permanentes :

• Poids propre de la digue : Poids permanent dû à la masse du béton compacté au rouleau, calculé en fonction de la densité et du volume. C'est la principale force stabilisatrice.

III.4.1.2 Charges horizontales :

• Sous-pression à la base : Pression d'eau générée sous la digue due à l'infiltration, agissant de bas en haut. Elle peut réduire la stabilité si elle n'est pas maîtrisée.

• Poussée hydrostatique de l'eau amont : Force horizontale exercée par l'eau sur le parement amont, proportionnelle à la hauteur d'eau, c'est une force déstabilisante majeure.

• Poussée des sédiments : Pression exercée par les matériaux solides accumulés en pied de digue, elle peut renforcer l'effet de poussée.

• Poids de la colonne d'eau amont : Poids de l'eau au contact direct de la digue, agissant verticalement.

• Force sismique horizontale et verticale : Accélérations induites par un séisme, modélisées sous forme de forces proportionnelles au poids de la digue (pseudo-statique).

• Poussée hydrostatique supplémentaire : Force accrue due à la montée du niveau de la retenue pendant les crues ou événements extrêmes.

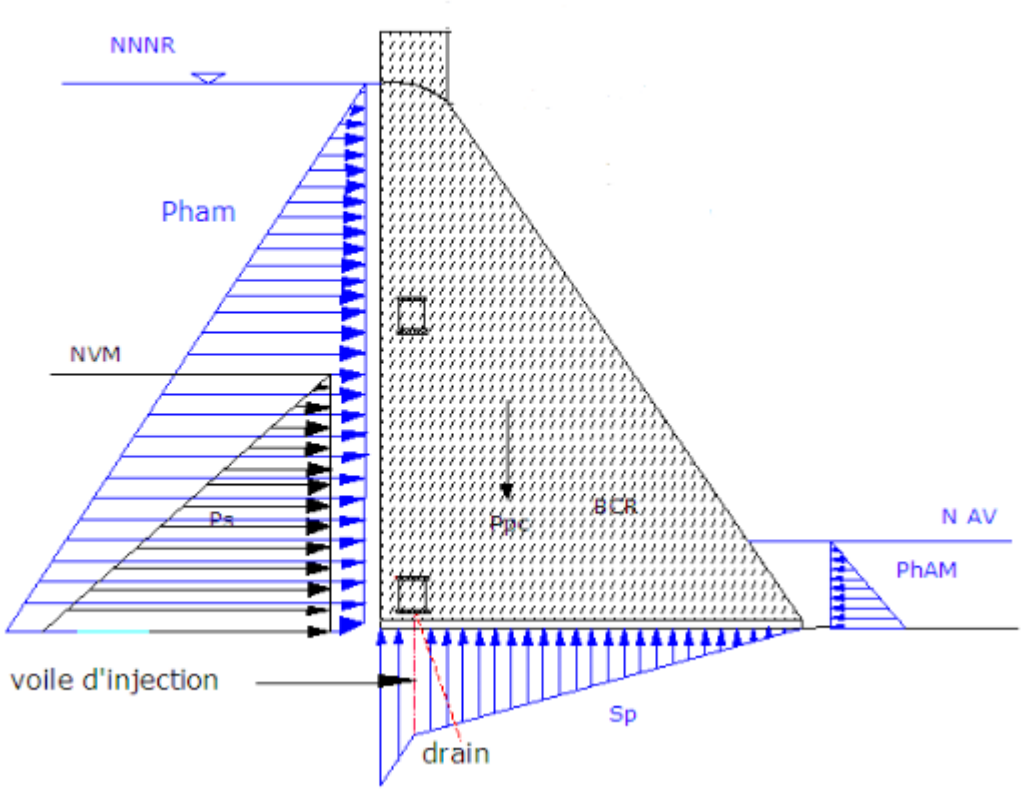


Figure III-1: Schéma des forces agissantes sur la digue.

Les formules utilisées pour la vérification sont établies selon les hypothèses simplificatrices suivantes :

- Parement amont vertical
- Épaisseur en crête nulle
- Parement aval incliné avec un fruit constant égal à m

III.4.2 Cas de chargement examinés :

Trois cas sont étudiés pour couvrir différentes situations :

- Conditions normales : niveau d'eau à la cote normale d'exploitation
- Conditions exceptionnelles : niveau d'eau à la cote des plus hautes eaux
- Conditions extrêmes : combinaison entre séisme et niveau normal d'eau.

Tableau III-5 : Les coefficients de sécurité pour les trois conditions.

	Conditions		
	Normales	**Exceptionnelles**	**Extrêmes**
Glissement Inclinaison de la résultante	1.33	1.1	1.05
Glissement Résistance au cisaillement	3 à 4	2 à 2.7	1.3 à 1
Renversement	1.5	1.25	1.1

III.4.3 Calcul des charges :

- **Poids propre de la digue :**

$$P_{pc} = \gamma . b . S_{pc} = \frac{1}{2}\gamma_b . H_b^2 . m \qquad \text{III-1}$$

Avec :

• P_{pc}: poids propre du barrage (t)

• γ_b: poids volumique du béton (t/m³)

• S_{pc} : aire du profil de la digue (m²)

• Hb : hauteur du barrage (m)

• b : largeur de base (m)

• m : fruit du talus aval

• g : accélération de la pesanteur (m/s²)

A.N :

$$P_{pc} = \frac{1}{2} \times 2.4 \times 50.5^2 \times 1.75$$

$$P_{pc} = 5355.52\ t$$

- **Sous-pression hydrostatique :**

$$SP = \frac{1}{2}.\gamma_w.H^2.m \qquad \textit{III-2}$$

Avec :

SP : sous-pression (kN)

γ_w : poids volumique de l'eau (kN/m³)

H : hauteur d'eau amont (niveau NNR ou PHE selon le cas)

A.N :

Condition normale :

$$SP1 = \frac{1}{2} \times 1 \times 45^2 \times 1.75$$

$$SP1 = 1771.87\ t$$

Condition exceptionnelle :

$$SP2 = \frac{1}{2} \times 1 \times 48.05^2 \times 1.75$$

$$SP2 = 2020.202\ t$$

- **Poids de la colonne d'eau amont :**

$$P_{ce}^{amont} = \frac{1}{2}.\gamma_w.H^2.m \quad \text{III-3}$$

$$P_{ce}^{amont} = SP \quad \text{III-4}$$

Avec :

P_{ce}^{amont} : poids de la colonne d'eau amont (KN)

H : hauteur de la retenue (m)

A.N :

Condition normale :

$$P_{ce}^{amont}1 = SP1 = \frac{1}{2} \times 1 \times 45^2 \times 1.75$$

$$P_{ce}^{amont}1 = 1771.87\ t$$

Condition exceptionnelle :

$$P_{ce}^{amont}2 = SP2 = \frac{1}{2} \times 1 \times 48.05^2 \times 1.75$$

$$P_{ce}^{amont}2 = 2020.202\ t$$

- **Poussée hydrostatique à l'amont (force horizontale) :**

$$P_h = \frac{1}{2}.\gamma_w.H^2 \quad \text{III-5}$$

Avec :

P_h : poussée hydrostatique exercée par l'eau (t)

H : hauteur d'eau contre la paroi amont (m)

A.N :

Condition normale :

$$P_{h1} = \frac{1}{2} \times 1 \times 45^2$$

$$P_{h1} = 1012.501\ t$$

Condition exceptionnelle :

$$P_{h2} = \frac{1}{2} \times 1 \times 48.05^2$$

$$P_{h2} = 1154.401\ t$$

- **Poussée des sédiments :**

$$P_s = \frac{1}{2}.\gamma_s.H_s^2 \qquad \textit{III-6}$$

Avec :

P_s: poussée horizontale des sédiments accumulés (t)

γ_s : poids volumique des sédiments (t/m³)

Hs : hauteur de dépôt sédimentaire (m)

A.N :

$$P_s = \frac{1}{2} \times 0.7 \times 18^2$$

$$P_s = 113.4\ t$$

- **Forces sismiques (cas extrême uniquement) :**

$$F_H = F_V = \alpha \times P_{pc} \qquad \textit{III-7}$$

Avec :

F_H , F_V: forces dynamiques horizontales et verticales (t)

α : coefficient sismique horizontal ou vertical (égale à 0.2 (vertical) et 0.18 (horizontal) d'après chapitre II)

A.N :

$$F_H = 0.2 \times 5355.52 \ = \ 1071.104 \text{ t}$$

$$F_V = 0.18 \times 5355.52 \ = 963.994 \text{ t}$$

- **Surpression dynamique de Westergaard :**

$$\Delta P_{eau} = 0.875.\gamma_w.\alpha.\sqrt{H} \qquad \textit{III-8}$$

Avec :

ΔP_{eau} : supplément de pression dynamique (t/m)

H : hauteur du barrage (m)

A.N :

$$\Delta P_{eau} = 0.875.1.0.2.\sqrt{50.5}$$

$$\Delta P_{eau} = 1.243 \text{ t/m}$$

On peut résumer les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Tableau III-6: Tableau récapitulatif des charges.

Charge	Direction	Cas d'application	Valeur (t)
Poids propre du barrage	Verticale	Tous les cas	5355.520
Sous-pression		Normale, exceptionnelle	1771.87 2020.202
Colonne d'eau amont		Normale, exceptionnelle	1771.87 2020.202
Poussée hydrostatique	Horizontale	Normale, exceptionnelle	1012.501 1154.401
Poussée des sédiments		Tous les cas	113.400
Force horizontale sismique	Horizontale	Extrême	1071.104
Force verticale sismique	Verticale	Extrême	963.994
Surpression dynamique	Horizontale	Extrême	1.243

III.5 Vérification de la stabilité au glissement et au renversement :

L'étude de stabilité d'une digue en BCR implique deux vérifications essentielles :

- la **stabilité au glissement**, afin d'assurer que la structure ne se déplace pas horizontalement sous l'effet des forces latérales ;
- la **stabilité au renversement**, afin de garantir que la digue ne bascule pas autour de sa base sous l'action des moments déséquilibrants.

III.5.1 Stabilité au glissement :

Le glissement est contrôlé en comparant la résistance au glissement à la somme des forces horizontales déstabilisantes, On vérifie alors le facteur de sécurité au glissement :

$$\frac{\sum F_V . tg(\emptyset)}{\sum F_H} \geq K_{adm} \qquad \textit{III-9}$$

Avec :

K_{adm} : facteur de sécurité au glissement.

$\sum F_H$: somme des efforts horizontaux agissants.

$\sum F_V$: somme des efforts verticaux agissants.

$\emptyset$: angle de frottement pris généralement = 45°.

A.N :

Condition normale :

La somme des forces verticales égales à :

$$\sum F_V = P_{pc} - SP1 + P_{h1} = 4596.151 \text{ t} \qquad \textit{III-10}$$

La somme des forces horizontales égales à :

$$\sum F_H = P_{ce}^{amont} 1 + P_s = 1884.4 \text{ t} \qquad \textit{III-11}$$

Donc :

$$\frac{4596.151 \times 1}{1884.4} \geq 1.33$$

$$2.439 \geq 1.33$$

La condition est vérifiée donc la digue est stable au glissement dans les conditions normales.

Condition exceptionnelle :

La somme des forces verticales égales à :

$$\sum F_V = P_{pc} - SP2 + P_{h2} = 4489.719 \text{ t} \quad \text{III-12}$$

La somme des forces horizontales égales à :

$$\sum F_H = P_{ce}^{amont} 2 + P_s = 2132.602 \text{ t} \quad \text{III-13}$$

Donc :

$$\frac{4489.719 \times 1}{2132.602} \geq 1.1$$

$$2.105 \geq 1.10$$

La condition est vérifiée donc la digue est stable au glissement dans les conditions exceptionnelles.

Condition extrême :

Dans le cas d'un séisme, La somme des forces verticales égales à :

$$\sum F_V = P_{pc} - SP1 + P_{h1} + F_V + \Delta \boldsymbol{P_{eau}} = 5561.388 \text{ t} \quad \text{III-14}$$

La somme des forces horizontales égales à :

$$\sum F_H = P_{ce}^{amont} 1 + P_s + F_H = 2956.374 \text{ t} \quad \text{III-15}$$

Donc :

$$\frac{5561.388 \times 1}{2956.374} \geq 1.05$$

$$1.88 \geq 1.05$$

La condition est vérifiée donc la digue est stable au glissement dans les conditions extrêmes.

III.5.2 Stabilité au renversement :

La stabilité au renversement est assurée lorsque les moments stabilisants sont supérieurs aux moments déstabilisants. Il faut vérifier que :

$$\frac{\sum MS}{\sum MR} \geq K_{adm} \qquad \textit{III-16}$$

Avec :

K_{adm} : facteur de sécurité au renversement.

$\sum MS$: somme des moments stabilisants (dus aux charges verticales).

$\sum MR$: somme des moments déstabilisants (dus aux efforts horizontaux).

Les moments sont calculés par rapport au pied aval de la digue.

A.N :

Conditions normales :

La somme des moments stabilisants :

$$\sum MS = P_{pc} \times \frac{2}{3} \times m \times H \qquad \textit{III-17}$$

A.N :

$$MS = 120499.2\ t.m$$

La somme des moments déstabilisants :

$$\sum MR = \frac{1}{3} \times P_{h1}.m.h + \frac{2}{3} \times SP1.m.h + \frac{2}{3} \times P_S.h_s \qquad \textit{III-18}$$

A.N :

$$MR = 52618.511\ t.m$$

On calcule le rapport :

$$\frac{120499.2}{52618.511} \geq 1.5$$

$$2.29 \geq 1.5$$

La condition est vérifiée donc la digue est stable au renversement dans les conditions normales.

Conditions exceptionnelles :

La somme des moments stabilisants :

$$\sum MS = P_{pc} \times \frac{2}{3} \times m \times H \qquad \text{III-19}$$

A.N :

$$MS = 128666.368\ t.m$$

La somme des moments déstabilisants :

$$\sum MR = \frac{1}{3} \times P_{h2}.m.h + \frac{2}{3} \times SP2.m.h + \frac{2}{3} \times P_S.h_s \qquad \text{III-20}$$

A.N :

$$MR = 63763.39\ t.m$$

On calcule le rapport :

$$\frac{128666.368}{63763.39} \geq 1.25$$

$$2.01 \geq 1.25$$

La condition est vérifiée donc la digue est stable au renversement dans les conditions exceptionnelles.

Conditions extrêmes (séisme) :

La somme des moments stabilisants :

$$\sum MS = P_{pc} \times \frac{2}{3} \times m \times H + F_V \times \frac{2}{3} \times m \times H \qquad \text{III-21}$$

A.N :

$$MS = 142189.065\ t.m$$

La somme des moments déstabilisants :

$$\sum MR = \frac{1}{3} \times P_{h1}.m.h + \frac{2}{3} \times (SP + \Delta P_{eau}).m.h + \frac{2}{3} \times P_S.h_s + \frac{1}{3}.F_H.m.h \quad \text{III-22}$$

A.N :

$$MR = 64696.399\ t.m$$

On calcule le rapport :

$$\frac{142189.065}{64696.399} \geq 1.1$$

$$2.19 \geq 1.1$$

La condition est vérifiée donc la digue est stable au renversement dans les conditions extrêmes.

III.6 Joint de protection :

Dans les barrages en béton de grande masse, qu'il soit conventionnel ou compacté au rouleau (BCR), la fissuration due à la contraction provoquée par la chaleur d'hydratation et son refroidissement constitue un problème majeur. Pour limiter ce phénomène, le corps du barrage est découpé en blocs d'environ 15 mètres de large, séparés par des joints de contraction transversaux qui contrôlent le nombre et l'ouverture des fissures. Dans le BCR, ces joints sont réalisés après chaque couche de béton, tandis que sur le parement amont en béton conventionnel, ils sont formés lors du bétonnage à l'aide de coffrages. Afin d'empêcher toute infiltration d'eau à travers les joints, des membranes étanches en PVC, appelées « waterstops », sont intégrées le long du parement amont. De plus, pour recueillir les éventuelles infiltrations d'eau par les joints horizontaux ou verticaux, des drains verticaux, espacés de 3 mètres sur toute la hauteur du barrage, sont installés après la construction du BCR afin de diriger l'eau vers une galerie de drainage intérieure.

Conclusion :

Ce chapitre a présenté l'étude des variantes de la digue qui a abouti au choix d'une digue en béton compacté au rouleau (BCR) comme élément structural central du barrage de Bounachi. Après analyse des contraintes du site, cette solution a été retenue pour sa robustesse, sa rapidité de construction et sa compatibilité avec les matériaux locaux. La

digue présente une hauteur maximale de 50,5 mètres, un talus aval en gradins avec un fruit de 1/0,75, et une longueur de 755,5 mètres, avec un couronnement large de 12 mètres pour faciliter la mise en œuvre. Les vérifications de stabilité au glissement et au renversement ont confirmé la sécurité face aux différentes sollicitations, incluant les conditions sismiques. Par ailleurs, des dispositifs spécifiques tels que les joints de contraction, les membranes étanches et les drains verticaux assurent la durabilité et l'étanchéité de la structure. Ces éléments fondamentaux garantissent une conception adaptée, sûre et économiquement viable pour ce barrage.

CHAPITRE IV :

Etude des ouvrages annexes

Introduction :

Outre le corps principal du barrage, plusieurs ouvrages annexes sont indispensables au bon fonctionnement, à la gestion des crues, à la sécurité de l'ouvrage, ainsi qu'à l'exploitation de la retenue.

Ces ouvrages assurent la régulation des niveaux d'eau, la dérivation temporaire du cours d'eau pendant la phase de construction, l'évacuation sécurisée des crues, l'alimentation en eau en aval et, le cas échéant, la vidange du réservoir.

Le présent chapitre présente et analyse les principaux ouvrages annexes du projet.

IV.1 Evacuateur de crue :

L'évacuateur de crue est un ouvrage de sécurité hydraulique conçu pour évacuer les excédents d'eau lors des périodes de crue, empêchant ainsi tout dépassement du niveau maximal admissible de la retenue.

Le type d'évacuateur retenu dépend de plusieurs facteurs : débit de dimensionnement, topographie, matériaux utilisés, contraintes d'exploitation et facilité d'entretien, les types courants incluent **:**

- Évacuateur à seuil libre (fonctionnement automatique),
- Évacuateur à vannes (permet une régulation manuelle ou automatique),
- Évacuateur en saut de ski (pour dissiper l'énergie).

Dans notre étude, la solution la plus simple, à la fois sur le plan économique et technique, consiste à intégrer un évacuateur de crue central à entonnoir frontal dans la digue en béton compacté au rouleau (BCR), dont la largeur suffisante permet d'accueillir un évacuateur de crue d'environ 70 mètres.

IV.2 Dimensionnement de l'évacuateur central à entonnement frontal :

IV.2.1 Canal d'approche

Dans un évacuateur central à entonnoir frontal, la présence d'un canal d'approche n'est généralement pas requise. Ce type d'évacuateur capte directement l'eau du réservoir au niveau du seuil, sans qu'il soit nécessaire d'aménager un canal préalable pour stabiliser

l'écoulement. Cette caractéristique simplifie la conception et permet de réduire les coûts et les travaux en amont.

IV.2.2 Déversoir

Le déversoir est l'élément principal de l'évacuation des crues. Il permet le franchissement du barrage lorsque le niveau d'eau dépasse la cote normale de retenue. Dans le cadre de ce projet, le déversoir est à seuil libre, intégré directement dans le corps de la digue en BCR. Ce qui permet une mise en action automatique dès que le niveau de l'eau atteint le seuil. Sa conception est optimisée pour évacuer un débit maximal de 807.67 m³/s, tout en assurant la stabilité hydraulique et structurelle de l'ensemble.

- **Profil aval WES :**

Le profil du déversoir a été conçu selon le modèle standard WES (Waterways Experiment Station), une méthode reconnue et largement utilisée, notamment par l'armée américaine, pour dimensionner les profils de déversoirs. Ce modèle définit plusieurs profils types standardisés, décrits par une relation mathématique permettant de tracer la forme de la surface du déversoir afin d'assurer une évacuation hydraulique optimale des crues.

La formule caractéristique du profil WES est exprimée par :

$$X^n = KH_d^{n-1}Y \qquad \textit{IV-1}$$

Avec :

X et Y : sont les coordonnées horizontales et verticales de la surface du déversoir,

Hd : est la hauteur déversante,

K et n *:* sont des coefficients dépendant de l'inclinaison de la paroi amont.

Dans le cas présent, la paroi amont du déversoir est verticale, ce qui entraîne des coefficients spécifiques dans le modèle WES. En effet, les valeurs de ces coefficients sont K=2 et n=1,85

Ce qui donne :

$$X^{1.85} = 2H_d^{0.85}Y \qquad \textit{IV-2}$$

Les résultats du profil aval WES sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV-1: Les résultats du profil aval par la méthode WES

X	Y
0	0.00
1	-0.19
2	-0.70
3	-1.48
4	-2.53
5	-3.82
6	-5.35
7	-7.11
8	-9.10
9	-11.32
10	-13.76
11	-16.41
12	-19.28
13	-22.35
14	-25.64
15	-29.13
16	-32.82
17	-36.72
18	-40.81
19	-45.10
20	-49.59
21	-54.28
22	-59.16

- **profil amont :**

Pour un déversoir standard type WES à paroi amont verticale, la représentation du profil amont se fait à l'aide de l'équation suivante :

$$\frac{X^2}{A^2} + \frac{(B-Y)^2}{B^2} = 1 \qquad \textit{IV-3}$$

Pour obtenir A et B, on a les abaques suivants :

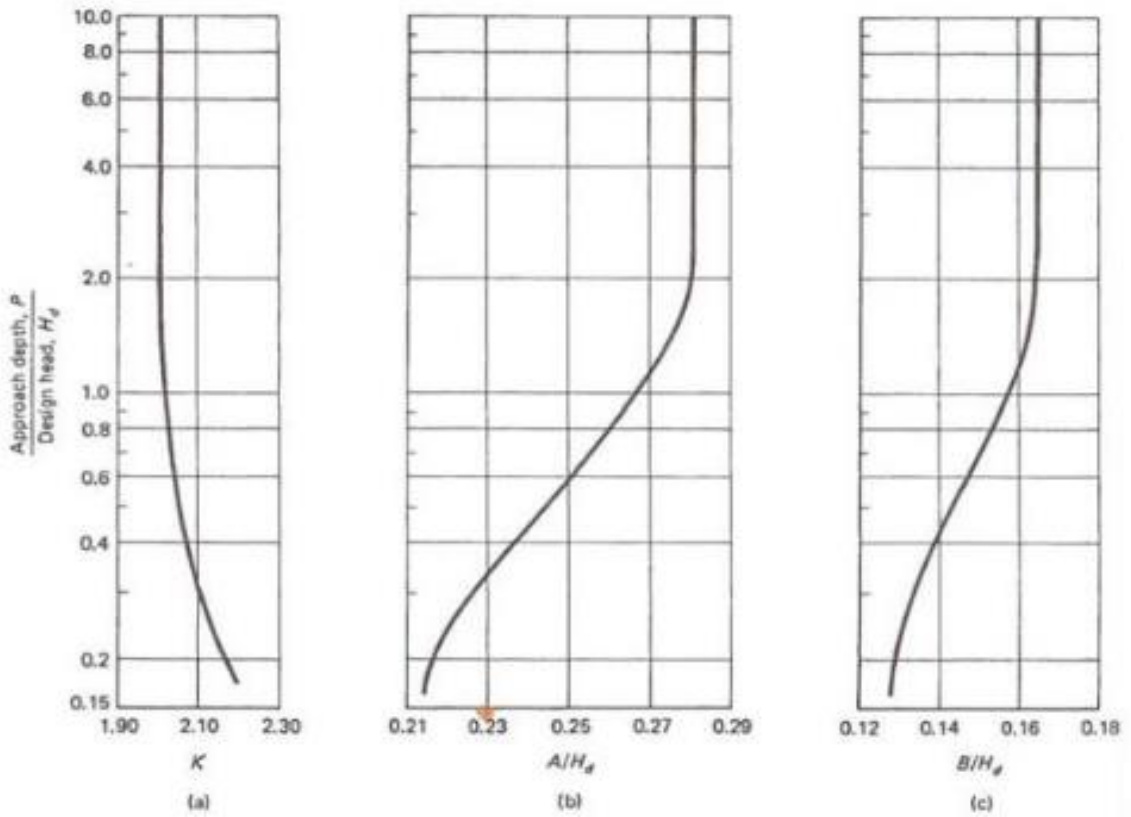


Figure IV-1 : Abaque USBR pour l'obtention de A et B.

Pour utiliser l'abaque :

P : la hauteur du barrage

Hd = 0.7 × He (l'évacuateur ne contient pas de piliers)

On trouve Hd = 2.128 m

On obtient de l'abaque :

K = 2

A = 0.596

$$B = 0.351$$

Les résultats du calcul du profil amont sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-2: calcul profil amont du déversoir.

Y (m)	X (m)
0.000	0.000
-0.050	-0.108
-0.100	-0.231
-0.150	-0.368
-0.200	-0.520
-0.250	-0.686
-0.300	-0.867
-0.350	-1.062
-0.400	-1.271
-0.450	-1.495
-0.500	-1.733

- **Nappe d'eau :**

Concernant le profil de la surface libre du plan d'eau au niveau du déversoir suivant le modèle WES, le tableau ci-dessous présente les valeurs adimensionnelles des coordonnées $X = x/Hd$ et $Y = y/Hd$:

Tableau IV-3 : Coordonnées de la surface supérieure de la nappe liquide franchissant un déversoir à paroi amont vertical (standard type WES).

H/Hd =1	
X=x/Hd	**Y=y/Hd**
-1	-0.933
-0.8	-0.915
-0.6	-0.893
-0.4	-0.865
-0.2	-0.821
0	-0.775
0.2	-0.681
0.4	-0.586
0.6	-0.465
0.8	-0.320
1	-0.145
1.2	0.055
1.4	0.294
1.6	0.563
1.8	0.857

En multipliant par Hd, on trouve :

Tableau IV-4: Les coordonnées de la nappe d'eau.

X=x/Hd	Y=y/Hd	X (m)	Y (m)
-1	-0.933	-3.04	-2.836
-0.8	-0.915	-2.432	-2.782
-0.6	-0.893	-1.824	-2.715
-0.4	-0.865	-1.216	-2.630
-0.2	-0.821	-0.608	-2.496
0	-0.775	0	-2.356
0.2	-0.681	0.608	-2.070
0.4	-0.586	1.216	-1.781
0.6	-0.465	1.824	-1.414
0.8	-0.32	2.432	-0.973
1	-0.145	3.04	-0.441
1.2	0.055	3.648	0.167
1.4	0.294	4.256	0.894
1.6	0.563	4.864	1.712
1.8	0.857	5.472	2.605

On peut dessiner maintenant le profil aval et amont et la nappe d’eau selon le profil WES.

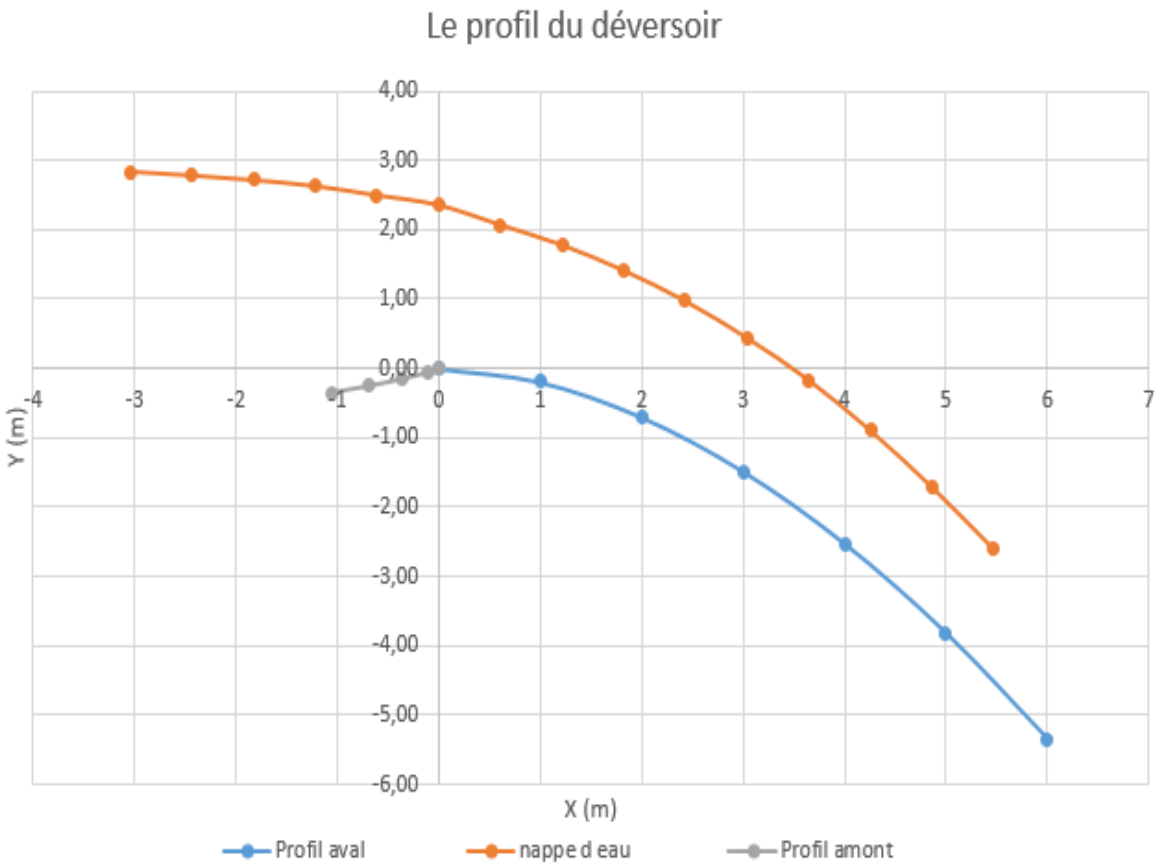


Figure IV-2 : Profil du déversoir et de la nappe d'eau.

IV.2.3 Chenal d'écoulement :

Le chenal, situé juste après le déversoir, présente une section rectangulaire de 2 mètres de longueur avec une pente modérée de 0,1 %. L'écoulement y est maintenu en régime fluvial sur l'ensemble du tronçon, permettant une transition progressive vers un régime torrentiel à l'extrémité, au niveau de l'amont du coursier.

Vérification du régime fluvial :

Profondeur critique :

$$h_c = \left(\frac{q^2}{g}\right)^{1/3} \qquad \textit{IV-4}$$

Avec :

Hc : Profondeur critique (m)

q : débit spécifique par unité de la largeur ($m^3/s/l$).

A.N :

$$h_c = \left(\frac{9.269^2}{9.81}\right)^{1/3}$$

$$h_c = 2.061\ m$$

Pente critique :

En se basant sur la formule de Manning-Strickler, on trouve :

$$i_c = \left(\frac{Q.n.P^{\frac{2}{3}}}{S^{\frac{5}{3}}}\right)^2 \qquad \textit{IV-5}$$

Avec :

i_c : La pente critique.

P : Périmètre mouillée (b + 2.hc).

S : La section mouillée donnée (b.hc).

n : Coefficient de Manning (n = 0.014 béton).

A.N :

$$i_c = \left(\frac{648.86 \times 0.014 \times (70 + 2(2.061))^{\frac{2}{3}}}{(70(2.061))^{\frac{5}{3}}}\right)^2$$

$$i_c = 1.631\ \times 10^{-3}$$

$$i_c = 0.163\ \%$$

- **La profondeur normale :**

Selon Manning-Strickler :

$$Q\ = \frac{1}{n}\ .(b\ .hn).\left(\frac{b\ .hn}{b\ +\ 2\ .hn}\right)^{\frac{2}{3}}.i^{0.5} \qquad \textit{IV-6}$$

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 = 0.001 m/m).

n : coefficient de Manning (n = 0.014 béton).

Par approximation on trouve :

$$hn = 2.395\,m > 2.061\,m$$

Vu que la hauteur normale est supérieure à la hauteur critique, donc le régime d'écoulement au niveau du chenal est fluvial.

Hauteur du mur bajoyer :

$$Hmur = NPHE - NNR + R = 179.05 - 176 + 1.3 = 4.35\,m \qquad IV\text{-}7$$

IV.2.4 Convergent :

Le convergent est la zone de transition entre le seuil du déversoir et le coursier. Il permet de canaliser le flux d'eau et de l'orienter progressivement vers l'aval tout en réduisant la largeur. Il joue un rôle essentiel dans la continuité de l'écoulement et la préparation à l'accélération brutale qui suit dans le coursier.

Largeur à l'entrée du coursier :

L'angle de convergence doit assurer une transition hydraulique progressive, sans séparation d'écoulement ni pertes d'énergie excessives. Donc on doit satisfaire ces conditions :

$$\frac{1}{3Fr} > \tan(\theta) \qquad IV\text{-}8$$

Avec :

Le nombre de Froud Fr est donné par :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}} \qquad IV\text{-}9$$

Et :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{648.862}{70(3.04)}$$

$$V = 3.049\ \frac{m}{s}$$

Donc :

$$Fr = \frac{3.049}{\sqrt{9.81(3.04)}}$$

$$Fr = 0.558$$

Alors :

$$\frac{1}{3Fr} = \frac{1}{0.558 * 3} = 0.597$$

On pose : $\theta = 29.4°$ et $\tan(\theta) = 0.563 < 0.597$ (condition vérifié)

On a:

$$\tan(\theta) = \frac{1}{2F1}\left(\frac{B1}{B2}\text{-}1\right) \qquad \textit{IV-10}$$

Par approximation on trouve B2 = 43 m

IV.2.5 Coursier

Le coursier est une rampe inclinée en béton, située juste après le convergent, sur laquelle l'eau s'écoule en accélérant fortement sous l'effet de la gravité. Son objectif est de transformer l'énergie potentielle de l'eau en énergie cinétique. Ce coursier, qui peut être rectiligne ou légèrement incurvé, est construit en béton armé pour résister à des vitesses d'écoulement très élevées.

- **Profondeur normale :**

La profondeur normale correspond à la hauteur d'eau atteinte dans un canal lorsque l'écoulement est permanent et uniforme. Elle se détermine en appliquant les formules d'écoulement uniforme, comme la formule de Manning et Chezy :

$$Q = SC\sqrt{Ri} \qquad \textit{IV-11}$$

Avec :

S : section mouillée (m²)

R : rayon hydraulique (R=S/P) en mètre.

i : pente longitudinale du canal (m/m)

C : coefficient de Chezy ($C = \frac{R^{1/6}}{n}$)

- **Profondeur critique :**

La hauteur critique est la profondeur d'eau dans un canal pour laquelle l'énergie spécifique est minimale, pour un débit donné. À cette hauteur, la vitesse d'écoulement correspond exactement à la vitesse critique, où le nombre de Froude est égal à 1.

$$h_c = \left(\frac{q^2}{g}\right)^{\frac{1}{3}} \qquad \textit{IV-12}$$

A.N :

Hauteur estimée de la lame d'eau : h = 3.04

Hauteur normale : 0.363 m

Hauteur critique : 2.852 m

Pente critique : 0.0016 m/m

Largeur du canal : B = 43 m

Coefficient de rugosité : n=0,014

- **Ligne d'eau du coursier :**

Le profil de la surface libre dans un coursier peut être établi grâce à la **méthode d'intégration indirecte**, Cette méthode consiste à calculer la variation de la hauteur d'eau le long du coursier en intégrant une équation différentielle qui traduit l'évolution de la profondeur en fonction de la distance parcourue. Elle s'exprime par la relation suivante :

$$\frac{\Delta x}{\Delta y} = \frac{S0 - Sf}{1 - Fr^2} \qquad \textit{IV-13}$$

Avec :

S0 : Pente réelle du fond du coursier.

Sf : Pente de la ligne d'énergie.

Fr : Nombre de Froude, caractérisant le régime de l'écoulement.

Tableau IV-5 : Calcul de la ligne d'eau sur le coursier.

y	ymoy	S moy	P moy	R moy	Fr^2	1-Fr^2	n^2Q^2/A^2R^4/3	S0-Sf	deltaX	L
2.852										
2.632	2.742	117.906	48.484	2.432	1.126	-0.126	0.002	1.331	-0.021	0.021
2.412	2.522	108.446	48.044	2.257	1.447	-0.447	0.003	1.330	-0.074	0.095
2.212	2.312	99.416	47.624	2.088	1.878	-0.878	0.004	1.329	-0.132	0.227
1.992	2.102	90.386	47.204	1.915	2.499	-1.499	0.005	1.328	-0.248	0.475
1.772	1.882	80.926	46.764	1.731	3.482	-2.482	0.007	1.326	-0.412	0.887
1.552	1.662	71.466	46.324	1.543	5.056	-4.056	0.010	1.323	-0.675	1.562
1.332	1.442	62.006	45.884	1.351	7.741	-6.741	0.016	1.317	-1.126	2.688
1.112	1.222	52.546	45.444	1.156	12.720	-11.720	0.028	1.305	-1.976	4.664
0.892	1.002	43.086	45.004	0.957	23.072	-22.072	0.054	1.279	-3.797	8.461
0.672	0.782	33.626	44.564	0.755	48.537	-47.537	0.122	1.211	-8.636	17.097
0.396	0.534	22.962	44.068	0.521	152.431	-151.431	0.428	0.905	-46.208	63.305
0.37	0.383	16.469	43.766	0.376	413.142	-412.142	1.286	0.047	-226.122	289.427

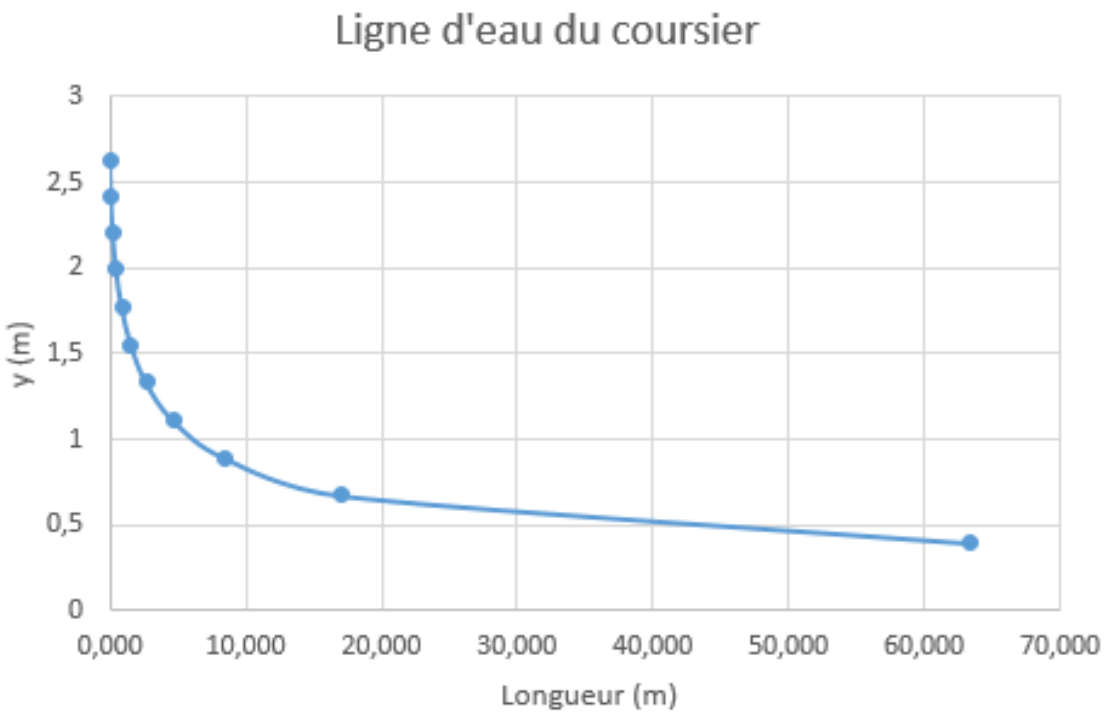


Figure IV-3 : La ligne d'eau du coursier.

Important :

Apres avoir calculé et dimensionné le chenal, situé juste après le déversoir suivi d'un convergent afin de diminuer le cout du béton pour le coursier, on constate que dans notre cas la digue est déjà en béton donc il n'y a pas de raison pour ajouter ces derniers, on supprime alors le chenal d'écoulement et le convergent, compte tenu du coursier, il se fait suivant le profil du déversoir (WES).

IV.2.6 Forme du déversoir :

La figure ci-dessous nous montre la forme retenue pour le déversement de l'évacuateur de crue :

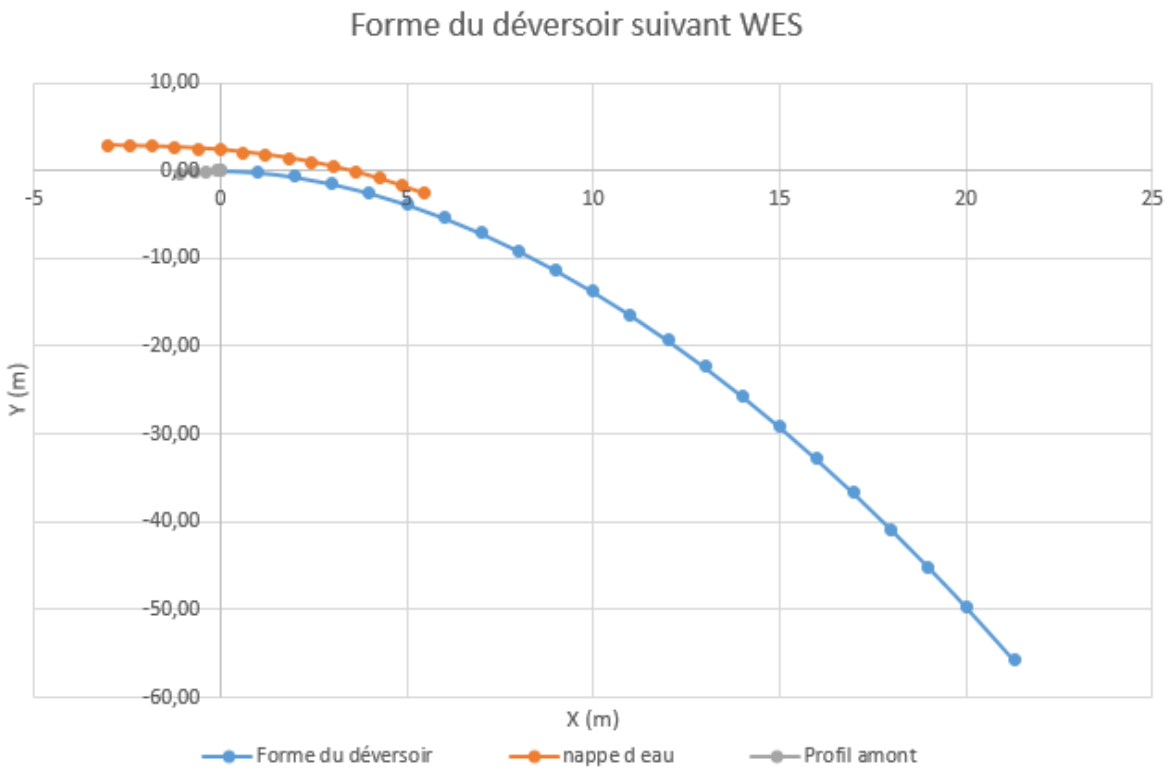


Figure IV-4 : La forme du déversoir.

IV.2.7 Bassin de dissipation

Le bassin de dissipation est une structure indispensable qui vise à réduire la vitesse de l'eau avant qu'elle ne soit restituée au cours naturel. Cette réduction d'énergie s'opère par la formation d'un ressaut hydraulique contrôlé. Le bassin peut être équipé d'éléments dissipateurs tels que des plots, des dents, ou un seuil de ressaut. Sa géométrie et ses dimensions sont définies selon le débit, la hauteur de chute, et les conditions en aval. Il est conçu pour éviter l'érosion du lit naturel et protéger la stabilité de la digue.

Dans notre cas et selon l'USBR, on calcule le nombre de Froud :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g y_1}} \qquad \textit{IV-14}$$

Il faut d'abord trouver y1 :

$$H_{NNR} + H_d = y_1 + \frac{V^2}{2g} \qquad \textit{IV-15}$$

Avec :

$$V = \frac{Q}{by_1} \qquad \textit{IV-16}$$

En remplaçant, et par approximation on trouve :

$$y_1 = 0.303\ m$$

Donc :

$$Fr = \frac{30.592}{\sqrt{9.81 \times 0.303}}$$

$$Fr = 17.74$$

$$Fr = 17.74 > 4.5$$

Et :

$$V = 30.592 \frac{m}{s} > 15 \frac{m}{s}$$

Donc on opte pour un bassin de dissipation USBR type III.

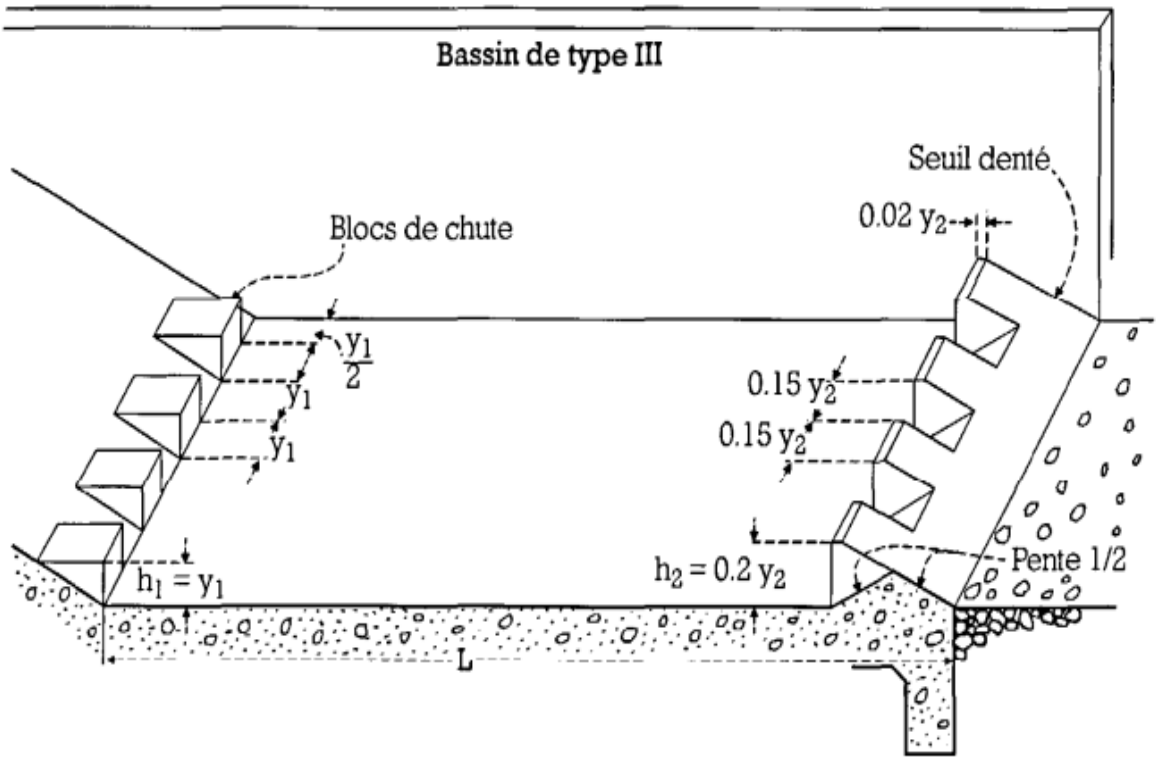


Figure IV-5 : Schéma d'un bassin de dissipation type III.

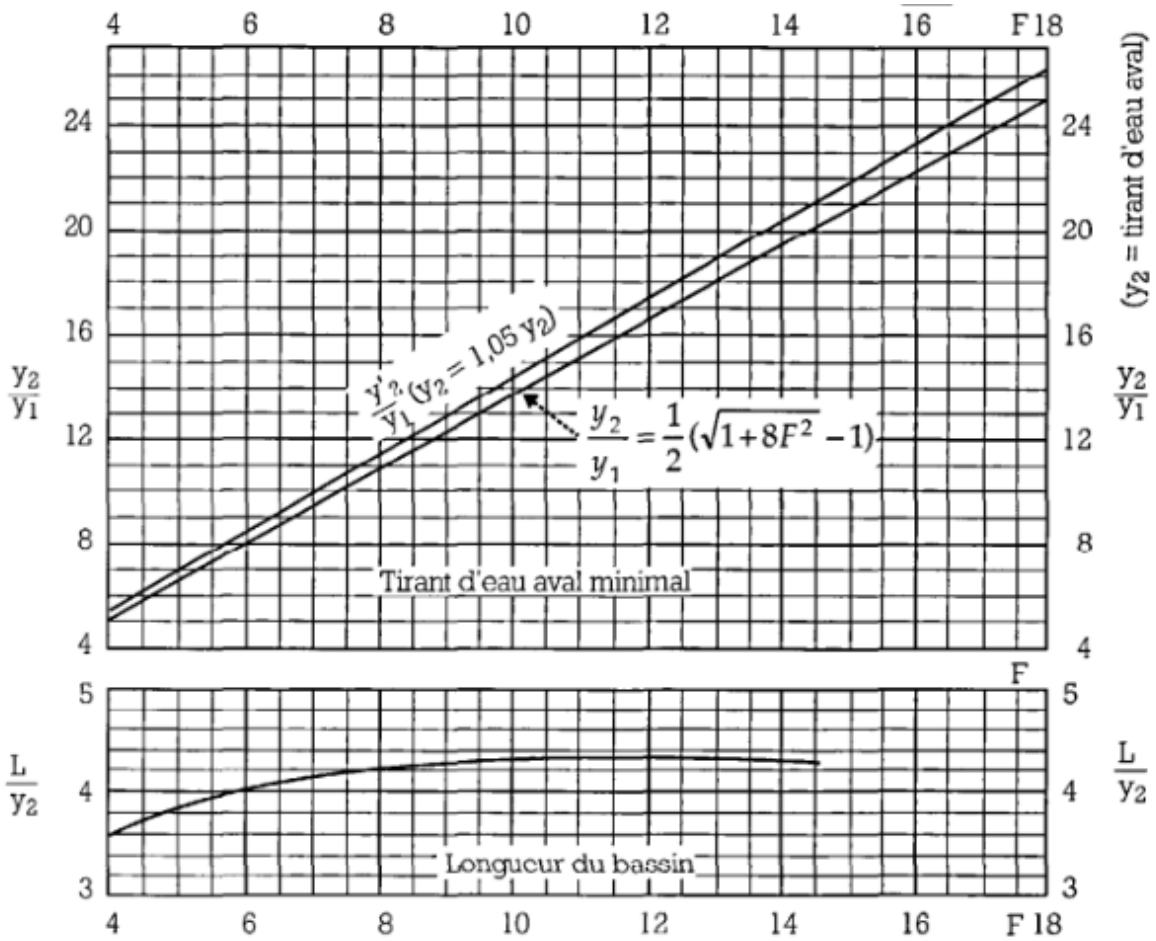


Figure IV-6 : Abaque des caractéristiques du bassin USBR type III.

- **Blocs de chute :**

Hauteur :

$$h1 = y1 = 0.303\,m \quad \text{IV-17}$$

- **Seuil denté :**

Hauteur :

$$h2 = 0.2 \times y2 \quad \text{IV-18}$$

$$y2 = \frac{y1}{2} \times \sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \quad \text{IV-19}$$

A.N :

$$y2 = 7.452\,m$$

Donc :

$$h2 = 0.2 \times 7.452 = 1.49 \approx 1.5\,m$$

Largeur des dents :

$$l = 0.15 \times y2 = 1.12\,m \quad \text{V-20}$$

Espace entre les dents :

$$Espace = 0.15 \times y2 = 1.12\,m \quad \text{IV-21}$$

Epaisseur des dents :

$$e = 0.02 \times y2 = 0.15\,m \quad \text{IV-22}$$

- **Longueur du bassin :**

D'après l'abaque dans la **figure V-4**, on trouve :

$$\frac{L}{y2} = 4.3 \quad \text{IV-23}$$

D'où :

$$L = 4.3 \times 7.452 = 32.05\,m$$

IV.2.8 Murailles bajoyers

Les murailles bajoyers sont des parois latérales en béton armé qui encadrent l'ensemble de l'évacuateur de crue, depuis le canal d'approche jusqu'au bassin de dissipation. Elles assurent le confinement du jet, évitent tout débordement et protègent les zones adjacentes contre l'érosion. Leur hauteur est calculée en fonction du tirant d'eau maximal et de la hauteur des vagues générées par le passage de l'eau à haute vitesse. Ces bajoyers jouent également un rôle structurel dans le guidage et la stabilité du flux.

Hauteur du mur :

$$Hm = h + R \qquad \text{IV-24}$$

Avec :

- h : hauteur de l'eau a l'entré

- R : la revanche donnée par :

$$R = 0.6 + 0.05 \times V \times h^{0.33} \qquad \text{IV-25}$$

A l'entrée du déversoir :

- R = 0.95 m

- Hm = 3.99 = 4 m

A la sortie du déversoir :

- R = 2 m

- Hm = 2.396 = 2.5 m

On conclut qu'on a juste besoin d'un mur à l'entrée du déversoir car à la sortie la digue seul fera l'affaire et joue le rôle des murs bajoyers.

IV.3 Vidange de fond :

La vidange de fond permet de vider totalement ou partiellement la retenue, notamment pour l'entretien du barrage, gérer des épisodes de pollution ou d'envasement, ou en cas d'urgence.

Elle est conçue pour supporter des pressions élevées et permettre un écoulement gravitaire efficace.

IV.3.1 Type des vidanges de fond :

Trois configurations principales sont couramment rencontrées :

A. Vidange en charge :

La vidange en charge se présente sous forme d'une conduite fermée, généralement en acier et enrobée de béton, traversant la digue ou ses fondations. L'écoulement est sous pression, commandé par une vanne située à l'aval ou à l'amont.

Avantages : permet une exploitation quelle que soit la hauteur d'eau dans la retenue, offre un contrôle précis du débit, et assure un fonctionnement efficace même en période de crue. Elle est compacte et facilement intégrable dans une digue en BCR.

Inconvénients : nécessite une protection renforcée contre la cavitation et les surpressions, ainsi qu'un entretien régulier des organes de manœuvre.

B. Vidange à surface libre :

Dans cette configuration, l'écoulement se fait par un canal ou une galerie non pressurisée, en régime libre.

Avantages : conception simple, moins sensible aux phénomènes de cavitation, et entretien facilité.

Inconvénients : dépend directement du niveau d'eau dans la retenue, ce qui peut réduire son efficacité en période d'étiage, et nécessite une emprise plus importante pour le canal.

C. Vidange par siphon :

La vidange par siphon consiste en une conduite en forme de U inversé, amorcée pour provoquer l'écoulement par effet de siphon.

Avantages : ne nécessite pas de vannes sous forte pression, et peut être installée en surélévation par rapport au fond.

Inconvénients : amorçage plus complexe, débit limité par les pertes de charge, et sensibilité aux bulles d'air pouvant interrompre le fonctionnement.

IV.3.2 Choix retenu pour le projet

Pour la digue en BCR étudiée, la **vidange en charge** est retenue. Ce choix se justifie par sa capacité à fonctionner efficacement quelle que soit la cote d'eau dans la retenue, y compris en période d'étiage, et par sa compatibilité avec une implantation en pied de digue. Sa compacité et sa fiabilité en font une solution adaptée aux contraintes techniques et économiques du projet. Les risques liés à la cavitation seront maîtrisés par un dimensionnement approprié et un entretien périodique des organes hydromécaniques.

IV.3.3 Recommandations techniques :

Pour assurer la fiabilité et la sécurité de la vidange de fond, plusieurs dispositions techniques doivent être respectées :

- **Protection amont :**

L'entrée de la conduite doit être équipée d'un dispositif de protection destiné à éviter l'intrusion d'éléments susceptibles d'endommager ou d'obstruer la conduite et les organes de manœuvre (blocs rocheux, bois flottants, gros débris). La protection peut prendre la forme d'une **crépine surélevée**, d'une **grille** fixée à l'entrée ou d'une **prise protégée dans un puits** avec enrochements périphériques.

Afin de concilier la **protection mécanique** et la **gestion des sédiments**, il est recommandé d'utiliser une grille à **mailles larges** ou une crépine placée légèrement au-dessus du fond. Cette configuration permet de retenir les gros éléments tout en laissant passer les particules fines, favorisant ainsi l'évacuation partielle des dépôts et limitant l'envasement de la retenue.

IV.3.4 Dimensionnement de la vidange de fond :

Le dimensionnement de la vidange de fond repose sur le temps requis pour réduire le niveau d'eau de la retenue. En situation normale ou d'urgence, ce délai doit être suffisamment court pour permettre l'exploitation sécurisée de l'ouvrage. La variation de la hauteur d'eau au cours du temps n'est pas linéaire, le débit étant fonction de la charge disponible. La relation fondamentale liant le débit instantané Q à la vitesse de baisse du plan d'eau s'écrit :

$$Q = -S \cdot \frac{dh}{dt} \qquad \textit{IV-26}$$

Avec :

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} \times \mu\sqrt{2gH} \qquad \textit{IV-27}$$

Et :

$$\mu = \frac{1}{(1 + \sum \xi_t + \frac{\lambda L}{D})^{1/2}} \qquad \textit{IV-28}$$

D'où :

$$\frac{\pi D^2}{4} \times \mu\sqrt{2gH}\, dt = -Sdh \qquad \textit{IV-28}$$

En intégrant :

$$\int_{\mathbf{0}}^{\boldsymbol{T}} \frac{\pi D^2}{4} \times \mu\sqrt{2gH}\, dt = \int_{Hm}^{HM} -Sdh \qquad \textit{IV-29}$$

Ce qui donne :

$$\boldsymbol{T} = \int_{\mathbf{131}}^{\mathbf{176}} \frac{4}{\pi D^2} \times (1 + \sum \xi_t + \frac{\lambda L}{D})^{1/2} \times \frac{(0.0159h^2 - 1.873h - 30.735)}{\sqrt{2gh}}\, dh \qquad \textit{IV-30}$$

Avec :

Q : Débit (m^3/s)

$\boldsymbol{\mu}$ **:** Module de débit

λ : Coefficient de Darcy Weisbach ($\lambda = \frac{0.021}{\sqrt[3]{D}}$)

ξ : Somme des pertes de charge singulières et linéaires

D : Diamètre de la conduite (en m)

L : Longueur de la conduite (en m)

S : Surface de plan d'eau obtenue par la courbe surface-hauteur

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.

A.N :

$$\mu = \frac{1}{(1 + 0.52 + 0.23 + 0.2 + \frac{0.021 \times 38}{D^{0.3} \times D})^{1/2}}$$

Par approximation :

Tableau IIV-6 : Dimensionnement des conduites de selon le temps de vidange.

Temps de vidange (h)	Diamètre (m)
24	3.19
48	2.28
72	1.88
96	1.64
120	1.48

Donc, une conduite en acier de 3500 mm sera utilisée pour la vidange de fond.

IV.4 Prise d'eau :

La prise d'eau permet le captage contrôlé de l'eau du réservoir pour l'alimentation en eau potable, en irrigation, ou à des fins industrielles.

Elle doit permettre une alimentation régulière, même en période de basses eaux, et assurer une qualité d'eau conforme.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est défini en tenant compte de plusieurs paramètres essentiels : la demande maximale en aval, la durée quotidienne d'ouverture de la vanne, ainsi que la charge minimale disponible à la prise.

Selon l'ANBT, comme le futur système d'irrigation n'est pas encore connu, on a pris un coefficient de pointe de 1,75, en supposant que l'irrigation fonctionne 6 jours par semaine et 16 heures par jour. Cela donne un débit maximal d'irrigation depuis la retenue de Bounachi de 1,00 m³/s.

Pour le système d'alimentation en eau potable (AEP), avec un coefficient de pointe de 1,3 basé sur le débit moyen du mois de plus forte demande, le débit maximal à fournir est de 0,35 m³/s.

Ainsi, le système hydraulique de la prise d'eau sera conçu pour un débit maximal total de 1,35 m³/s, permettant d'alimenter les réseaux en aval depuis la retenue.

On prévoit 3 prises pour des cotes différentes, une prise supérieure (168m), intermédiaire (162m) et inférieure (155m).

D'où :

$$Q_{max} = 1.3\ m3/s$$

Et :

$$Q = \mu A\sqrt{2gH} \qquad \textit{IV-31}$$

Avec :

Q : Débit (m³/s)

$\boldsymbol{\mu}$ **:** Module de débit 0.3

A : surface de la section transversale de la conduite en m²

H : hauteur minimale de la tour de prise. (6 m)

On déduit :

$$\boldsymbol{D} = \sqrt{\frac{4Q}{\mu\pi\sqrt{2gH}}} \qquad \textit{IV-32}$$

On trouve :

$$\boldsymbol{D = 0.713\ m}$$

IV.5 Dérivation provisoire :

La dérivation provisoire regroupe les ouvrages temporaires qui permettent de détourner les eaux naturellement présentes sur le site pendant la construction du barrage. Cela évite l'inondation de la zone de travaux et garantit la sécurité du chantier.

Pour un barrage en béton, la période de retour du débit de crue à dériver est généralement plus courte que pour un barrage en remblai. La rapidité de construction et la meilleure résistance du béton autorisent une certaine tolérance au débordement temporaire, dans notre cas, on a choisi une période de retour de 5 ans.

- **Succession des travaux :**

1. Construction d'un batardeau provisoire sur la berge gauche pour protéger la première zone des travaux contre des crues modérées.
2. Réalisation de la galerie de dérivation dans le corps du barrage, lieu de passage temporaire de l'eau.
3. Achèvement des travaux sur la berge gauche.
4. Mise en place des batardeaux provisoires en amont et en aval pour assurer la protection du secteur de la berge droite.
5. Construction progressive du corps principal du barrage et du déversoir de crues sur la berge droite.
6. Adaptation et démontage progressif des ouvrages provisoires au fur et à mesure que le barrage devient opérationnel.

IV.5.1 Dimensionnement de la galerie de dérivation :

Pour un débit d'une période de retour de 5 ans, on l'estime à 235.92 m^3/s

Conduite à ciel ouvert :

Pour une section rectangulaire économique il faut $b = 2h$. (Pour i=2%)

$$Q = \frac{1}{n} * S * R_h^{\frac{2}{3}} * i^{1/2} \qquad \textit{IV-33}$$

$$Q = \frac{1}{n} . (b . hn) . \left(\frac{b . hn}{b + 2 . hn}\right)^{\frac{2}{3}} . i^{0.5} \qquad \textit{IV-34}$$

Par approximation, on trouve :

H= 4.603 m

Et :

B= 9.206 m

On peut arrondir à h= 4.65 m et b= 9.25 m pour faciliter la conception.

Le système de balancement est organisé en deux phases successives. La première phase concerne la construction du côté gauche de la digue et de la galerie associée. Pendant cette phase, un système de déviation temporaire est installé sur le chantier pour diriger l'eau vers la partie droite de l'oued, permettant ainsi le travail en toute sécurité sur

la première moitié. Une fois la première phase achevée avec la galerie construite, la seconde phase débute avec la construction du côté droit, où l'eau sera alors redirigée vers la galerie dans la digue, qui la conduira vers l'aval du barrage.

Cette galerie sera particulièrement bénéfique à la fin des travaux, car elle servira également à accueillir les conduites de vidange de prise d'eau. De plus, elle permettra l'installation de piézomètres pour surveiller les infiltrations au sein de la digue, contribuant ainsi à la sécurité et à la maintenance de l'ouvrage.

Conclusion :

Dans ce chapitre consacré à l'étude des ouvrages annexes, le choix d'un évacuateur de crue central et frontal a été retenu, garantissant une sécurité hydraulique optimale face aux crues. Il a été conclu, après analyse hydraulique approfondie, qu'il n'était pas nécessaire d'intégrer un convergent ni un coursier, privilégiant ainsi une sortie sous forme de déversoir. Le dessin du profil selon la méthode WES s'est révélé très bénéfique pour la conception hydraulique et la stabilité de l'ouvrage.

Un bassin de dissipation de 32 mètres de longueur a été dimensionné pour assurer la réduction efficace de l'énergie de l'eau avant son retour au cours naturel, limitant ainsi le risque d'érosion en aval. Par ailleurs, les dispositifs de vidange et prise d'eau ont été étudiés et dimensionnés avec soin pour garantir la gestion fine des niveaux d'eau dans la retenue aussi bien en exploitation normale qu'en période d'entretien ou d'urgence.

Enfin, une galerie de dérivation a été intégrée au projet, jouant un rôle crucial lors de la phase de construction du barrage par le système de balancement, assurant la continuité hydraulique et la sécurité des travaux. Au-delà de sa fonction temporaire, cette galerie constitue un ouvrage pérenne, facilitant la gestion du barrage en intégrant les conduites de vidange et les équipements de surveillance essentiels au contrôle des infiltrations au sein de la digue.

Chapitre V :

Organisation de chantier

Introduction :

L'organisation de chantier est l'un des facteurs clés de succès dans la réalisation de projets d'envergure tels que la construction d'un barrage. Ce chapitre vise à présenter l'ensemble des dispositions techniques, humaines, matérielles et logistiques qui permettront d'assurer une conduite efficace, sécurisée et respectueuse de l'environnement des travaux du barrage Bounachi sur Oued Rebta. L'objectif est d'optimiser les ressources, de minimiser les risques, et de garantir le respect des délais et des exigences techniques.

V.1 Installation du chantier :

V.1.1 L'accès du chantier :

L'accès au barrage Bounachi se fera exclusivement par la rive gauche, par une extension de la route W1 existante. Cet accès direct vers le site du barrage aura une longueur totale de 558 mètres à partir de cette route. Cette voie permettra un acheminement efficace des matériaux, du personnel et des équipements nécessaires à la réalisation des travaux, tout en étant protégée et aménagée pour répondre aux exigences du chantier.

V.1.2 Installation dédiée aux personnels :

Pour assurer le bien-être et la sécurité des équipes sur site, plusieurs infrastructures sont prévues pour le personnel :

- Des dortoirs pour l'hébergement temporaire des équipes sur le chantier.
- Des vestiaires séparés permettant aux ouvriers de se changer et de déposer leurs effets personnels.
- Des réfectoires offrant un espace couvert et équipé pour les pauses repas.
- Une infirmerie dotée du matériel nécessaire pour les premiers secours et soins d'urgence, assurant la santé du personnel.
- Des installations sanitaires modernes et adaptées (toilettes, douches) garantissant l'hygiène sur site.
- Des bureaux de chantier pour la direction, l'administration et le suivi technique des travaux.

L'organisation interne prévoit des voies de circulation interne sécurisées pour limiter les risques lors des déplacements du personnel sur le site et des mesures strictes de

sécurité, telles que la formation obligatoire, la fourniture d'équipements de protection individuelle (EPI) et des procédures d'urgence, seront mises en place.

V.1.3 Installation dédiée aux matériaux et préfabrication :

La gestion des matériaux et la fabrication du béton compacté nécessitent des installations spécifiques combinées pour garantir qualité et efficacité :

- Zones de stockage pour granulats, ciment et adjuvants, protégées contre l'humidité.
- Centrale de malaxage spécifique au béton compacté au rouleau (BCR) avec équipements de dosage et contrôle qualité.
- Equipements liés à la préparation des matériaux (concassage, criblage) si nécessaires.
- Atelier de maintenance pour engins et matériel.
- Stockage sécurisé des produits dangereux et inflammables.
- Systèmes de cure et protection du béton frais.
- Laboratoire mobile pour essais et contrôles qualité.

V.2 Moyens nécessaires à la construction :

La bonne réalisation du chantier du barrage Bounachi exige la mobilisation de moyens humains, matériels et logistiques adaptés, permettant d'assurer efficacité, qualité et sécurité tout au long des travaux.

V.2.1 Moyens humains :

- Equipe de direction et de supervision technique (ingénieurs, conducteurs de travaux, techniciens).
- Personnel spécialisé pour la préfabrication et mise en œuvre du béton compacté (opérateurs de centrale, chef de production, contrôleurs qualité).
- Opérateurs d'engins lourds (bulldozers, compacteurs, niveleuses).
- Techniciens de maintenance des équipements et matériels.
- Personnel en charge de la sécurité et de la santé sur le chantier.
- Equipe administrative et logistique assurant la gestion des approvisionnements, du personnel et des documents.

V.2.2 Moyens matériels :

- Engins de terrassement lourds : pelleteuses, bulldozers et niveleuses.
- Centrale de béton compacté au rouleau (BCR) avec équipements de malaxage, dosage et contrôle automatisés.
- Camions-bennes adaptés au transport du béton sec vers la zone de chantier.
- Compacteurs vibrants et rouleaux compresseurs pour assurer la densification optimale du béton.
- Finisseurs mécaniques pour l'étalement des couches de BCR.
- Matériel spécialisé pour la cure (aspersions, bâches, produits de cure).
- Laboratoire mobile complet pour essais en continu (résistance, compacité, granulométrie).
- Véhicules de liaison, de sécurité et de surveillance du chantier.

V.2.3 Moyens logistiques et organisationnels :

- Stockages couverts et sécurisés pour matériaux sensibles (ciment, produits chimiques).
- Zones d'entretien, réparation et maintenance des engins et équipements.
- Systèmes de communication interne performants (radios, téléphones).
- Dispositifs de gestion des déchets et protection environnementale.
- Planification rigoureuse des approvisionnements afin d'assurer la continuité du chantier.
- Organisation des transports sur site pour minimiser les temps morts et éviter les encombrements.

V.3 La planification des travaux :

La planification des travaux est une étape essentielle dans la gestion du chantier du barrage Bounachi. Elle permet de définir l'ordre chronologique des opérations, d'allouer efficacement les ressources humaines et matérielles, et d'assurer le respect des délais tout en maîtrisant les coûts. Cette organisation vise également à coordonner les différentes étapes pour éviter les conflits d'activités et optimiser la productivité.

Le chantier sera découpé en plusieurs phases principales, chacune correspondant à un ensemble cohérent d'opérations. Ces phases sont : les travaux préparatoires, notamment l'aménagement des accès et l'installation de chantier ; la construction des ouvrages provisoires destinés à la gestion hydraulique, tels que les batardeaux ; les

travaux majeurs de construction du corps principal de la digue en béton compacté au rouleau (BCR) et la galerie de dérivation ; et enfin, la réalisation des ouvrages complémentaires comme les évacuateurs, les prises d'eau, et les finitions.

Pour ce faire, deux grandes catégories de méthodes de planification existent : celles basées sur des réseaux (le réseau à nœuds et le réseau à flèches), et celles fondées sur des représentations graphiques. Dans le cadre de notre étude, la méthode choisie repose sur la planification basée sur le réseau à nœuds.

V.3.1 La méthode des nœuds :

Cette méthode consiste à représenter les opérations du projet sous forme d'un réseau où chaque opération est symbolisée par un nœud. Le réseau est utilisé pour calculer les dates importantes au cours des opérations grâce à un calcul aller-retour en utilisant les paramètres suivants :

TR : Durée de réalisation de l'opération.

DCP : Date de commencement au plus tôt.

DCPP : Date de commencement au plus tard.

DFP : Date de fin au plus tôt.

DFPP : Date de fin au plus tard.

MT : Marge totale.

- **Principe de la méthode des nœuds :**

Calcul aller (de l'avant) : On part du début du projet, on détermine pour chaque opération la Date de Commencement au plus tôt (DCP) et la Date de Fin au plus tôt (DFP), selon la durée (TR) de chaque tâche.

Calcul retour (vers l'arrière) : On part de la fin du projet et on calcule pour chaque opération la Date de Fin au plus tard (DFPP) et la Date de Commencement au plus tard (DCPP), en prenant en compte les contraintes de succession.

Marge totale (MT) : C'est la différence entre la date au plus tard et la date au plus tôt, soit :

$$MT = DCPP - DCP = DFPP - DFP \qquad V\text{-}1$$

Une marge totale nulle indique que l'opération est critique, c'est-à-dire qu'elle ne peut pas être retardée sans retarder l'ensemble du projet.

La méthode permet ainsi de :

- Identifier le chemin critique, c'est-à-dire la suite des opérations avec marge nulle, qui détermine la durée minimale totale du projet,
- Optimiser la planification en gérant les marges et en prévenant les retards,
- Faciliter la coordination entre équipes et interventions.

Le **tableau** V-1 ci-dessous présente la décomposition du projet en différentes opérations, ainsi que leur temps de réalisation estimé. Ces données serviront de base à la planification et à la construction du réseau à nœuds.

Tableau V-1: Tableau de planification des opérations du chantier.

Opération	Durée (mois)	Code de l'opération
Installation du chantier	3	A
Construction de la première balançoire (batardeau)	2	B
Décapage et compactage du terrain	1	C
Construction de la première phase de la digue (côté gauche)	8	D
Construction de la galerie de dérivation	2	E
Construction de la deuxième balançoire (batardeau)	3	F
Construction de la deuxième phase de la digue (côté central et droit)	10	G
Construction de l'évacuateur de crue	2	H
Construction des ouvrages annexes	3	I
Auscultation	2	J
Fin des travaux	2	K

À partir de la décomposition des opérations présentée dans le tableau précédent, le réseau à nœuds suivant peut être construit. Il illustre les relations de dépendance entre les opérations et sert de support pour la détermination du chemin critique. (***Figure V-2)***

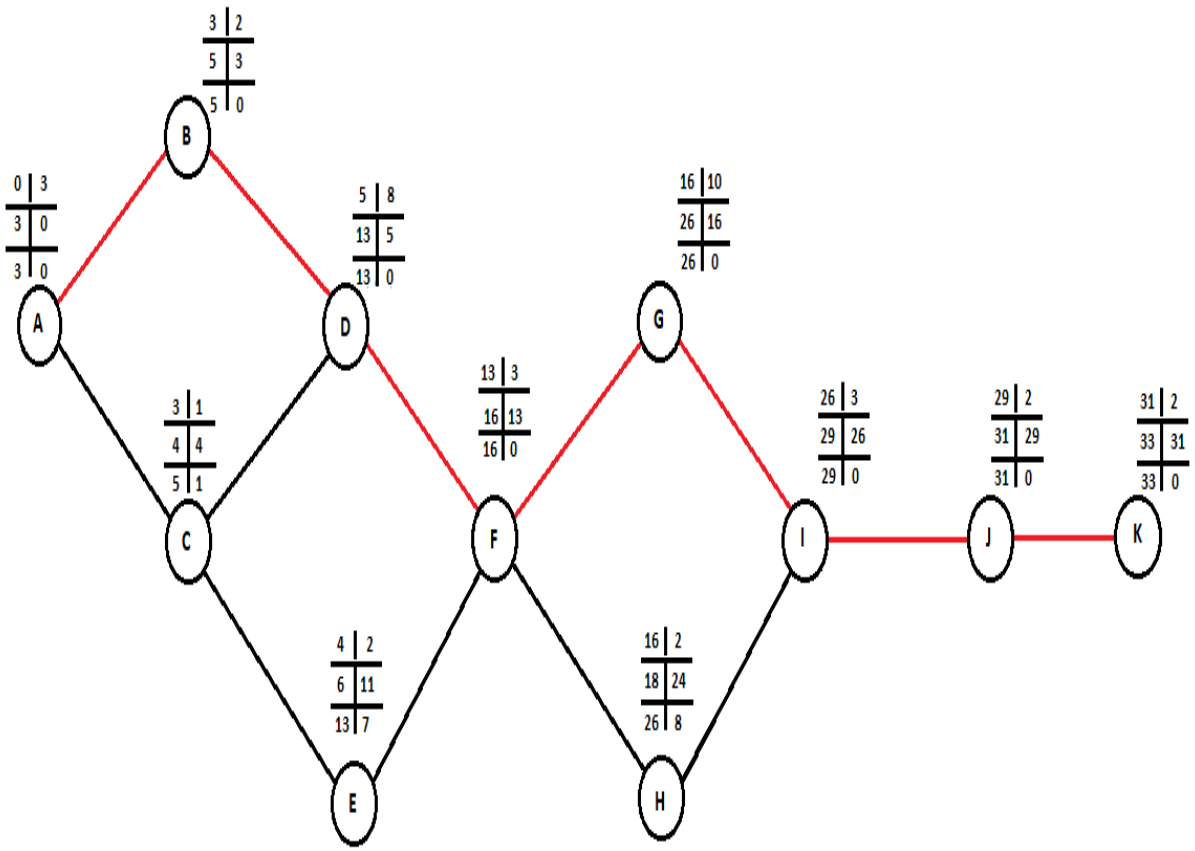


Figure V-1 : Réseau à nœuds avec le chemin critique.

Le chemin critique est : **A-B-D-F-G-I-J-K**

La durée de la réalisation du projet est 33 mois.

V.4 Estimation du coût du projet :

Une estimation prévisionnelle des dépenses a été effectuée afin d'évaluer le coût global du projet. Cette estimation distingue deux catégories : les coûts directs (travaux des ouvrages principaux) et les coûts indirects (charges annexes nécessaires).

Les coûts directs englobent principalement les travaux relatifs au corps du barrage en béton compacté au rouleau (BCR), incluant les excavations, la mise en œuvre du BCR, les bétons armés de renforcement, les galeries de drainage, ainsi que les équipements hydromécaniques et électriques nécessaires au fonctionnement de l'aménagement. Ces

coûts constituent la part la plus importante du budget, puisqu'ils traduisent directement l'investissement consenti pour l'édification de l'ouvrage et de ses structures associées.

Les coûts indirects, quant à eux, correspondent aux mesures complémentaires requises par l'implantation du barrage. Ils incluent notamment :

- l'expropriation d'environ 160 ha de terrains situés dans la retenue et sa zone de protection, estimée à 240 MDA ;
- la désactivation et la reconstruction de la station de pompage existante, pour un montant de 52 MDA, couvrant à la fois la réinstallation des équipements et la réalisation des ouvrages de génie civil ;
- la protection du gazoduc enterré qui traverse le futur réservoir, nécessitant la mise en place de dalles et de massifs d'ancrage, pour un coût évalué à 17 MDA ;
- enfin, la déviation d'une ligne électrique affectée par l'implantation du barrage, dont l'estimation s'élève à 13 MDA.

Les différents éléments retenus sont synthétisés dans le **tableau III-3.**

Conclusion :

L'étude de l'organisation du chantier a permis de définir les moyens humains, matériels et logistiques nécessaires à la bonne conduite du projet. Sur cette base, une planification détaillée a été réalisée à l'aide de la méthode des nœuds, permettant d'estimer la durée globale de réalisation du barrage à **33 mois**, soit environ trois ans.

Parallèlement, une évaluation financière a été menée à travers l'établissement du devis estimatif. Celle-ci distingue les **coûts directs**, liés aux travaux de construction du barrage et de ses ouvrages annexes, et les **coûts indirects**, relatifs notamment aux expropriations, à la reconstruction de la station de pompage, à la protection du gazoduc et à la déviation de la ligne électrique. L'ensemble de ces dépenses porte le coût total du projet à **douze milliards trois cent cinquante-sept millions trois cent soixante-deux mille cinq cents dinars algériens**. **(12 357 362 500 DA)**.

Conclusion générale

Ce mémoire a porté sur l'étude du barrage de Bounachi, projeté sur l'oued Rebta dans la wilaya de Tizi-Ouzou. L'analyse géologique, géotechnique, hydrologique et technique a permis de définir les principales caractéristiques de l'ouvrage : une digue en BCR de 755,5 m de longueur et 50,5 m de hauteur, un niveau normal de retenue à 176 m, ainsi que des ouvrages annexes assurant la régulation et la sécurité hydraulique.

Au-delà de ces aspects techniques, le barrage de Bounachi représente une infrastructure stratégique pour la région. Il contribuera à satisfaire les besoins en eau, à réguler les crues et à créer un environnement favorable à la biodiversité, tout en offrant des opportunités de loisirs et de valorisation du territoire.

À l'avenir, son rôle pourrait être renforcé par une interconnexion avec d'autres ouvrages, notamment le barrage de Taksebt, afin d'assurer une gestion intégrée et durable des ressources hydriques à l'échelle régionale.

En définitive, le barrage de Bounachi apparaît comme un projet structurant et bénéfique, alliant efficacité hydraulique, protection de l'environnement et amélioration de la qualité de vie des populations locales.

Références bibliographiques

Touaibia, B. (2004). *Manuel pratique d'hydrologie*. [Ouvrage].

Benlaoukli, B. (s. d.). *Géologie des barrages*.

Benlaoukli, B. (2004). Organisation de chantier, la planification des travaux les M.M.O. [Polycopié de cours]. ENSH, Blida.

Benlaoukli, B. (2020). *Organisation de chantier 2* [Polycopié de cours]. ENSH, Blida.

Mihoubi, M. K. (s. d.-a). Barrage déversoir : cas d'une fondation non rocheuse.

Mihoubi, M. K. (s. d.-b). Cas d'une fondation non rocheuse.

Société suisse de mécanique des sols et des roches. (1979, réimpression 1933). *AS-SSMS 1–2, AS 98* [Manuel]. Librairie de l'Université, Lausanne.

Ouarda, T. B. M. J., & Barbet, M. (2001). *Synthèse des méthodes simples de régionalisation*. Sainte-Foy, Québec : INRS-Eau.

Touaibia, B., Dautrebande, S., Gomer, D., & Mostefaoui, M. (1995, 1 janvier). Quantification de l'érosion à partir d'implantation de quatre retenues collinaires dans la zone des marnes : W. Relizane, Algérie.

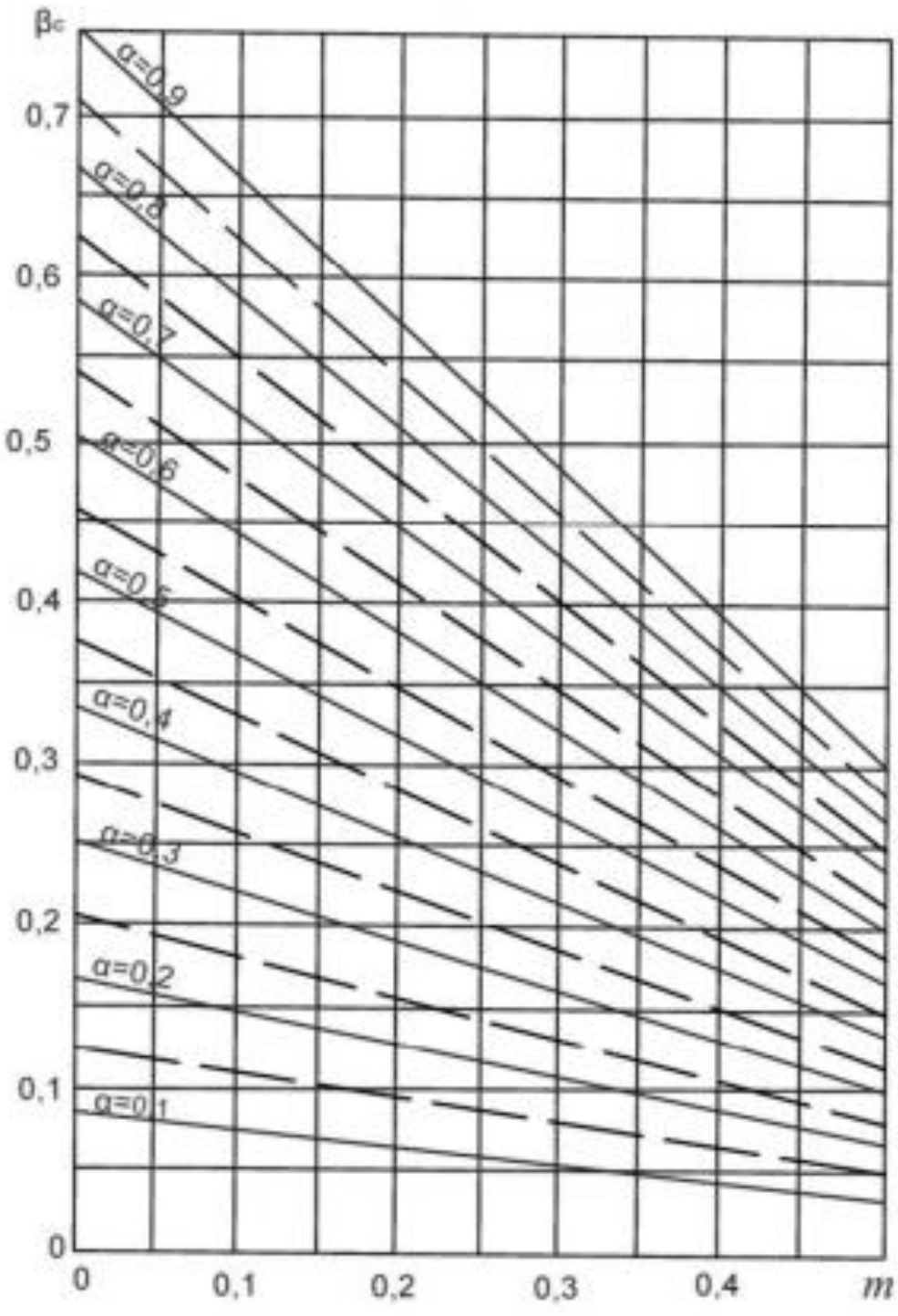
Toualbia, M. (s. d.). *Cours* [Notes de cours]. École Nationale Supérieure d'Hydraulique.

Zeroual, A. (s. d.). *Ouvrages hydrotechniques* [Notes de cours]. École Nationale Supérieure d'Hydraulique.

Zeroual, A., & Meddi, M. (2018). Chapitre III : *Formules empiriques d'estimation de débit de pointe*. ENSH-Blida.

Annexes

Annexe 01 : Abaque de Kritsky-Menkel.



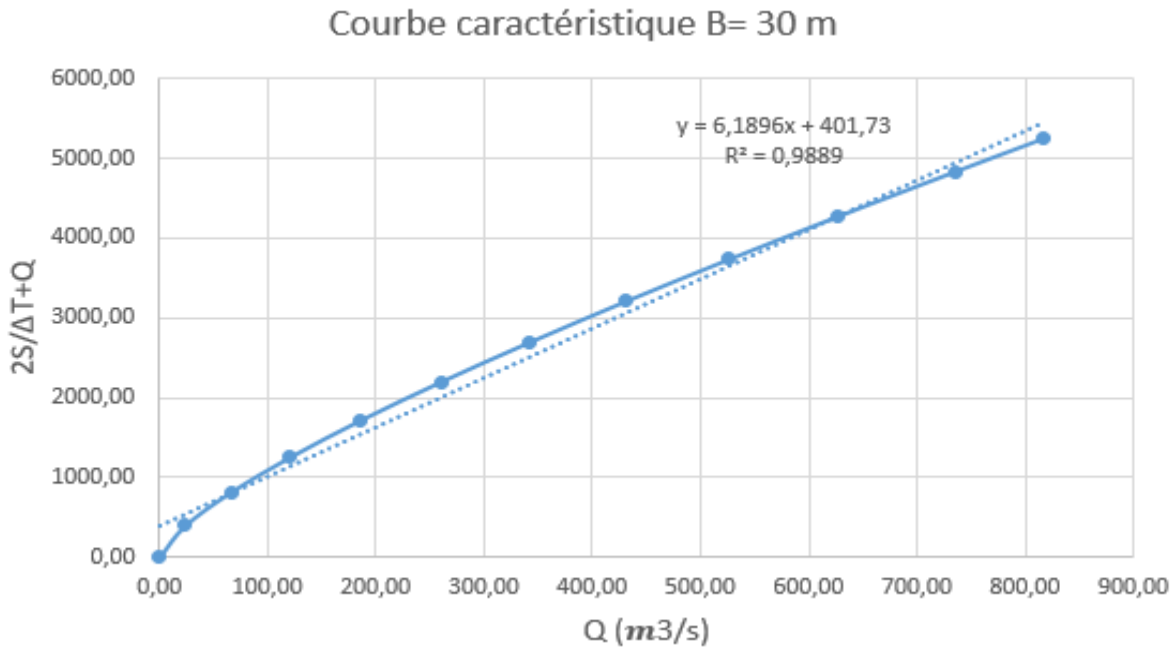
Annexe 02 : Fonction Rybkine Foster Fp% (P%, Cs)

Cs	0,01	0,1	1	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99,9	5%-F95	S
0,00	3,72	3,09	2,33	1,88	1,64	1,28	0,84	0,67	0,52	0,25	0,00	-0,25	-0,52	-0,67	-0,84	-1,28	-1,64	-1,88	-2,33	-3,09	3,28	0,00
0,10	3,94	3,23	2,40	1,92	1,67	1,29	0,84	0,66	0,51	0,24	-0,02	-0,27	-0,53	-0,68	-0,85	-1,27	-1,61	-1,84	-2,25	-2,95	3,28	0,03
0,20	4,16	3,33	2,47	1,96	1,70	1,30	0,83	0,65	0,50	0,22	-0,03	-0,28	-0,55	-0,69	-0,85	-1,26	-1,58	-1,79	-2,18	-2,81	3,28	0,06
0,30	4,38	3,52	2,54	2,00	1,72	1,31	0,82	0,64	0,48	0,20	-0,05	-0,30	-0,56	-0,70	-0,85	-1,24	-1,55	-1,75	-2,10	-2,67	3,27	0,08
0,40	4,61	3,66	2,61	2,04	1,75	1,32	0,82	0,63	0,47	0,19	-0,07	-0,31	-0,57	-0,71	-0,85	-1,23	-1,52	-1,70	-2,03	-2,54	3,27	0,11
0,50	4,83	3,81	2,68	2,08	1,77	1,33	0,81	0,62	0,46	0,17	-0,08	-0,33	-0,58	-0,71	-0,85	-1,22	-1,49	-1,66	-1,96	-2,40	3,26	0,14
0,60	5,05	3,96	2,75	2,12	1,80	1,33	0,80	0,61	0,44	0,16	-0,10	-0,34	-0,59	-0,72	-0,85	-1,20	-1,45	-1,61	-1,88	-2,27	3,25	0,17
0,70	5,28	4,10	2,82	2,15	1,82	1,34	0,79	0,59	0,43	0,14	-0,12	-0,36	-0,60	-0,72	-0,85	-1,18	-1,42	-1,57	-1,81	-2,14	3,24	0,20
0,80	5,50	4,24	2,89	2,18	1,84	1,34	0,78	0,58	0,41	0,12	-0,13	-0,37	-0,60	-0,73	-0,85	-1,17	-1,38	-1,52	-1,74	-2,02	3,22	0,22
0,90	5,73	4,32	2,96	2,22	1,86	1,34	0,77	0,57	0,40	0,11	-0,15	-0,38	-0,61	-0,73	-0,85	-1,15	-1,35	-1,47	-1,66	-1,90	3,21	0,25
1,00	5,96	4,53	3,02	2,25	1,88	1,34	0,76	0,55	0,38	0,09	-0,15	-0,39	-0,62	-0,73	-0,85	-1,13	-1,32	-1,42	-1,59	-1,79	3,20	0,28
1,10	6,18	4,67	3,09	2,28	1,89	1,34	0,74	0,54	0,36	0,07	-0,18	-0,41	-0,62	-0,74	-0,85	-1,10	-1,28	-1,38	-1,52	-1,68	3,17	0,31
1,20	6,41	4,81	3,15	2,31	1,91	1,34	0,73	0,54	0,35	0,05	-0,19	-0,42	-0,63	-0,74	-0,85	-1,08	-1,24	-1,33	-1,45	-1,58	3,16	0,31
1,30	6,64	4,95	3,21	2,34	1,92	1,34	0,72	0,49	0,33	0,40	-0,21	-0,43	-0,63	-0,74	-0,84	-1,06	-1,20	-1,28	-1,38	-1,48	3,14	0,37
1,40	6,87	5,09	3,27	2,37	1,94	1,33	0,71	0,47	0,31	0,02	-0,22	-0,44	-0,64	-0,73	-0,83	-1,04	-1,17	-1,23	-1,32	-1,39	3,12	0,39
1,50	7,09	5,23	3,33	2,39	1,95	1,33	0,69	0,46	0,30	0,00	-0,24	-0,45	-0,64	-0,73	-0,82	-1,02	-1,13	-1,19	-1,26	-1,31	3,09	0,42
1,60	7,31	5,37	3,39	2,42	1,96	1,32	0,68	0,44	0,25	-0,02	-0,25	-0,46	-0,64	-0,73	-0,81	-0,99	-1,10	-1,14	-1,20	-1,24	3,07	0,45
1,70	7,54	5,50	3,44	2,44	1,97	1,32	0,66	0,42	0,25	-0,03	-0,27	-0,47	-0,64	-0,72	-0,80	-0,97	-1,06	-1,10	-1,14	-1,17	3,04	0,48
1,80	7,76	5,64	3,50	2,46	1,98	1,31	0,64	0,40	0,24	-0,05	-0,28	-0,48	-0,64	-0,72	-0,79	-0,94	-1,02	-1,06	-1,09	-1,11	3,01	0,51
1,90	7,98	5,77	3,55	2,49	1,99	1,30	0,63	0,39	0,22	-0,07	-0,03	-0,48	-0,64	-0,71	-0,78	-0,92	-0,98	-1,01	-1,04	-1,05	2,98	0,54
2,00	8,21	5,91	3,60	2,51	2,00	1,29	0,61	0,37	0,20	-0,05	-0,31	-0,49	-0,64	-0,70	-0,78	-0,90	-0,95	-0,97	-0,99	-1,00	2,95	0,57
2,10	--	6,04	3,65	2,53	2,01	1,27	0,59	0,35	0,18	-0,10	-0,32	-0,50	-0,64	-0,69	-0,75	-0,81	-0,91	-0,99	-0,95	-0,95	2,92	0,59
2,20	--	6,14	3,68	2,54	2,02	1,26	0,57	0,29	0,16	-0,12	-0,33	-0,50	-0,64	-0,68	-0,74	-0,84	-0,88	-0,90	-0,91	-0,91	2,89	0,62
2,30	--	6,26	3,73	2,57	2,01	1,25	0,55	0,27	0,14	-0,13	-0,34	-0,50	-0,63	-0,67	-0,72	-0,82	-0,85	-0,83	-0,87	-0,87	2,86	0,64
2,40	--	6,37	3,78	2,60	1,23	1,23	0,52	0,25	0,14	-0,14	-0,35	-0,51	-0,62	-0,66	-0,71	-0,79	-0,82	-0,80	-0,83	0,83	2,82	0,67
2,50	--	6,50	3,82	2,62	2,00	1,21	0,50	0,24	0,10	-0,16	-0,36	-0,51	-0,62	-0,66	-0,70	-0,77	-0,79	-0,77	-0,80	-0,80	2,79	0,69
2,60	--	6,54	3,86	2,63	2,00	1,19	0,48	0,22	0,04	-0,17	-0,37	-0,51	-0,61	-0,65	-0,70	-0,75	-0,76	-0,74	-0,77	-0,77	2,76	0,72
2,70	--	6,75	3,92	2,64	2,00	1,18	0,46	0,20	0,07	-0,18	-0,38	-0,51	-0,61	-0,64	-0,68	-0,72	-0,74	-0,71	-0,74	-0,74	2,74	0,74
2,80	--	6,86	3,96	2,64	2,00	1,15	0,44	0,19	0,06	-0,20	-0,39	-0,51	-0,60	-0,63	-0,67	-0,71	-0,71	-0,69	-0,71	-0,71	2,71	0,76
2,90	--	7,00	4,01	2,65	1,99	1,13	0,41	0,17	0,04	-0,21	-0,39	-0,05	-0,60	-0,62	-0,65	-0,68	-0,69	-0,67	-0,69	-0,69	2,68	0,78
3,00	--	7,10	4,05	2,66	1,97	1,11	0,39	0,15	0,03	-0,22	-0,40	-0,51	-0,59	-0,60	-0,64	-0,66	-0,67	-0,65	-0,67	-0,67	2,64	0,80
3,10	--	7,23	4,09	2,66	1,97	1,09	0,37	0,13	0,01	-0,23	-0,40	-0,51	-0,58	-0,59	-0,62	-0,64	-0,64	-0,63	-0,65	-0,65	2,62	0,81
3,20	--	7,35	4,11	2,64	1,96	1,08	0,35	0,11	-0,01	-0,25	-0,41	-0,51	-0,57	-0,59	-0,61	-0,62	-0,63	-0,61	-0,63	-0,63	2,59	0,83
3,30	--	7,44	4,15	2,60	1,95	1,06	0,33	0,09	-0,02	-0,26	-0,41	-0,51	-0,56	-0,58	-0,59	-0,60	-0,61	-0,59	-0,61	-0,61	2,56	0,85
3,40	--	7,54	4,18	2,66	1,95	1,04	0,31	0,06	-0,04	-0,27	-0,41	-0,50	-0,55	-0,57	-0,58	-0,59	-0,59	-0,57	-0,58	-0,59	2,53	0,86
3,50	--	7,64	4,21	2,66	1,93	1,03	0,29	0,05	-0,05	-0,28	-0,41	-0,50	-0,54	-0,55	-0,56	-0,57	-0,57	-0,56	-0,57	-0,57	2,50	0,87
3,60	--	7,72	4,24	2,66	1,93	1,01	0,28	0,03	-0,07	-0,28	-0,42	-0,50	-0,54	-0,54	-0,56	-0,56	-0,56	-0,54	-0,56	-0,55	2,48	0,89
3,70	--	7,86	4,26	2,66	1,91	1,01	0,26	0,03	-0,08	-0,29	-0,42	-0,49	-0,52	-0,53	-0,55	-0,54	-0,54	-0,53	-0,54	-0,54	2,45	0,90
3,80	-	7,97	4,29	2,65	1,90	1,00	0,24	0,03	-0,10	-0,30	-0,42	-0,48	-0,51	-0,52	-0,54	-0,53	-0,53	-0,53	-0,53	-0,53	2,43	0,91

Annexe 03 : Calcul du laminage des crues par la méthode de Muskingam pour les différentes largeurs choisies.

Calcul de la courbe caractéristique pour B = 30 m

H (m)	Cote (m)	A (Km^2)	S (Mm^3)	Q (m^3/s)	2S/ΔT+Q
0.00	176.00	1.32	0.00	0.00	0.00
0.50	176.50	1.33	0.67	23.24	393.99
1.00	177.00	1.35	1.35	65.74	815.98
1.50	177.50	1.37	2.05	120.77	1259.25
2.00	178.00	1.38	2.76	185.94	1721.39
2.50	178.50	1.40	3.49	259.86	2201.03
3.00	179.00	1.41	4.24	341.60	2697.24
3.50	179.50	1.43	5.00	430.46	3209.31
4.00	180.00	1.44	5.78	525.92	3736.72
4.50	180.50	1.46	6.57	627.55	4279.05
5.00	181.00	1.48	7.38	735.00	4835.94
5.36	181.36	1.49	7.97	815.79	5245.74

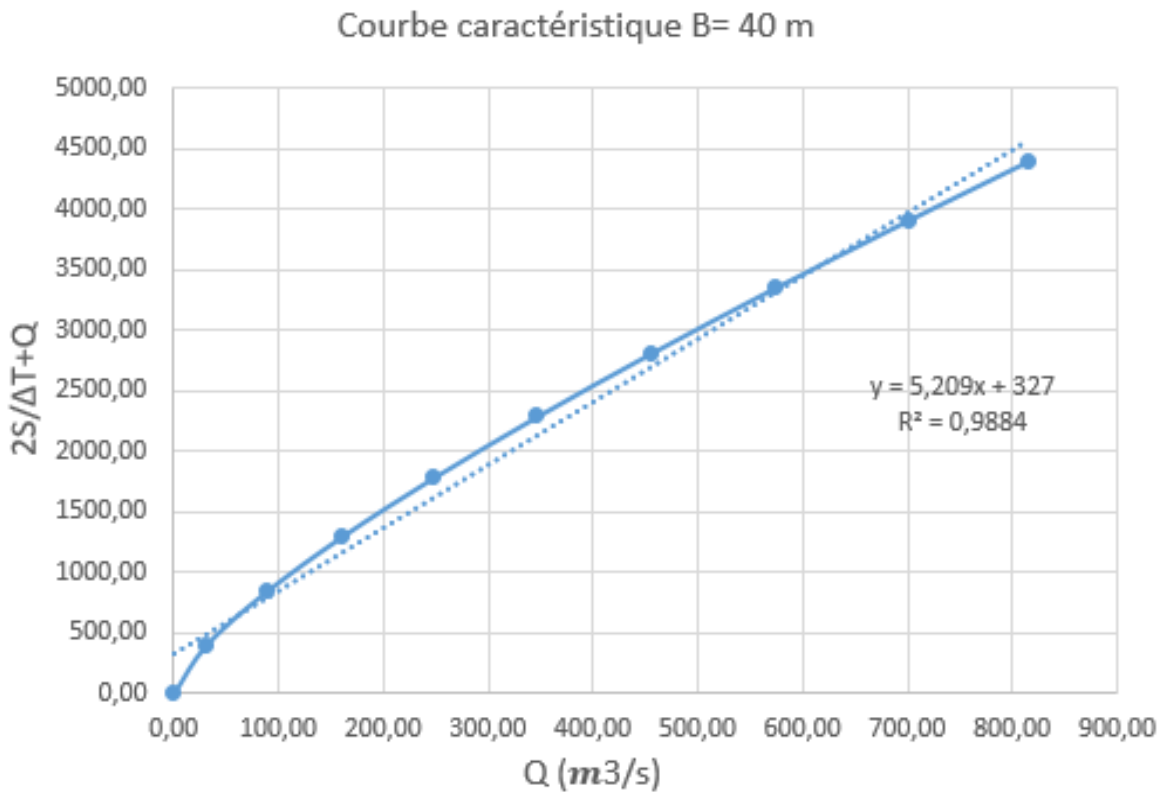


Temps (h)	I (m^3/s)	I1+I2 (m^3/s)	2S/ΔT+Q	2S/ΔT+Q-2Q	Q (m^3/s)
0.00	0.00	63.02	0.00	0.00	0.00
0.50	63.02	315.09	63.02	172.46	-54.72
1.00	252.07	819.24	487.56	466.04	10.76
1.50	567.17	1374.84	1285.28	1002.47	141.40
1.79	807.67	1546.34	2377.30	1736.81	320.25
2.00	738.67	1329.11	3283.14	2345.94	468.60
2.50	590.44	1053.93	3675.05	2609.48	532.78
3.00	463.50	819.69	3663.41	2601.65	530.88
3.50	356.19	623.07	3421.34	2438.87	491.23
4.00	266.88	460.78	3061.94	2197.19	432.37
4.50	193.90	329.51	2657.96	1925.54	366.21
5.00	135.61	225.96	2255.04	1654.59	300.23
5.50	90.35	146.84	1880.55	1402.76	238.90
6.00	56.49	88.85	1549.61	1180.22	184.69
6.50	32.36	48.67	1269.06	991.57	138.75
7.00	16.32	23.02	1040.24	837.69	101.27
7.50	6.71	8.59	860.72	716.97	71.87
8.00	1.89	2.09	725.56	626.09	49.74
8.50	0.20	0.20	628.17	560.60	33.79
8.95	0.00	0.00	560.80	515.29	22.75

Calcul de l'hydrogramme de crue laminé pour B= 30 m

Calcul de la courbe caractéristique pour B = 40 m

H (m)	Cote (m)	A (Km^2)	S (Mm^3)	Q (m^3/s)	2S/ΔT+Q
0	176.00	1.32	0.00	0.00	0.00
0.5	176.50	1.33	0.67	30.99	401.74
1	177.00	1.35	1.35	87.65	837.89
1.5	177.50	1.37	2.05	161.03	1299.50
2	178.00	1.38	2.76	247.92	1783.37
2.5	178.50	1.40	3.49	346.48	2287.66
3	179.00	1.41	4.24	455.46	2811.10
3.5	179.50	1.43	5.00	573.95	3352.80
4	180.00	1.44	5.78	701.23	3912.03
4.42	180.42	1.46	6.44	814.53	4394.92

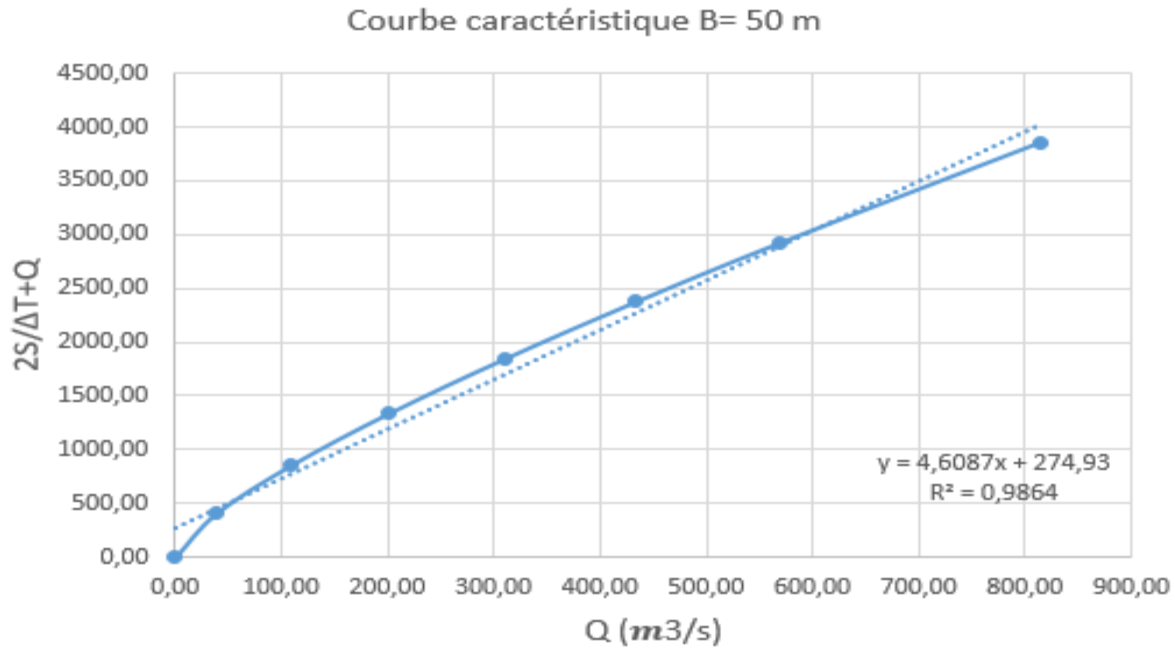


Calcul de l'hydrogramme de crue laminé pour B= 40 m

Temps (h)	I (m^3/s)	I1+I2 (m^3/s)	2S/ΔT+Q	2S/ΔT+Q-2Q	Q (m^3/s)
0.00	0.00	63.02	0.00	0.00	0.00
0.50	63.02	315.09	63.02	164.37	-50.68
1.00	252.07	819.24	479.47	420.93	29.27
1.50	567.17	1374.84	1240.17	889.56	175.31
1.79	807.67	1546.34	2264.39	1520.53	371.93
2.00	738.67	1329.11	3066.87	2014.89	525.99
2.50	590.44	1053.93	3344.00	2185.62	579.19
3.00	463.50	819.69	3239.55	2121.28	559.14
3.50	356.19	623.07	2940.96	1937.33	501.82
4.00	266.88	460.78	2560.40	1702.88	428.76
4.50	193.90	329.51	2163.66	1458.47	352.59
5.00	135.61	225.96	1787.98	1227.03	280.47
5.50	90.35	146.84	1453.00	1020.67	216.16
6.00	56.49	88.85	1167.51	844.80	161.36
6.50	32.36	48.67	933.65	700.72	116.46
7.00	16.32	23.02	749.40	587.22	81.09
7.50	6.71	8.59	610.24	501.49	54.38
8.00	1.89	2.09	510.09	439.79	35.15
8.50	0.20	0.20	441.88	397.77	22.05
8.95	0.00	0.00	397.97	370.72	13.62

Calcul de la courbe caractéristique pour B = 50 m

H (m)	Cote (m)	A (Km^2)	S (Mm^3)	Q (m^3/s)	2S/ΔT+Q
0	176.00	1.32	0.00	0.00	0.00
0.5	176.50	1.33	0.67	38.74	409.49
1	177.00	1.35	1.35	109.57	859.81
1.5	177.50	1.37	2.05	201.29	1339.76
2	178.00	1.38	2.76	309.90	1845.35
2.5	178.50	1.40	3.49	433.10	2374.28
3	179.00	1.41	4.24	569.33	2924.97
3.81	179.81	1.44	5.48	814.83	3860.46



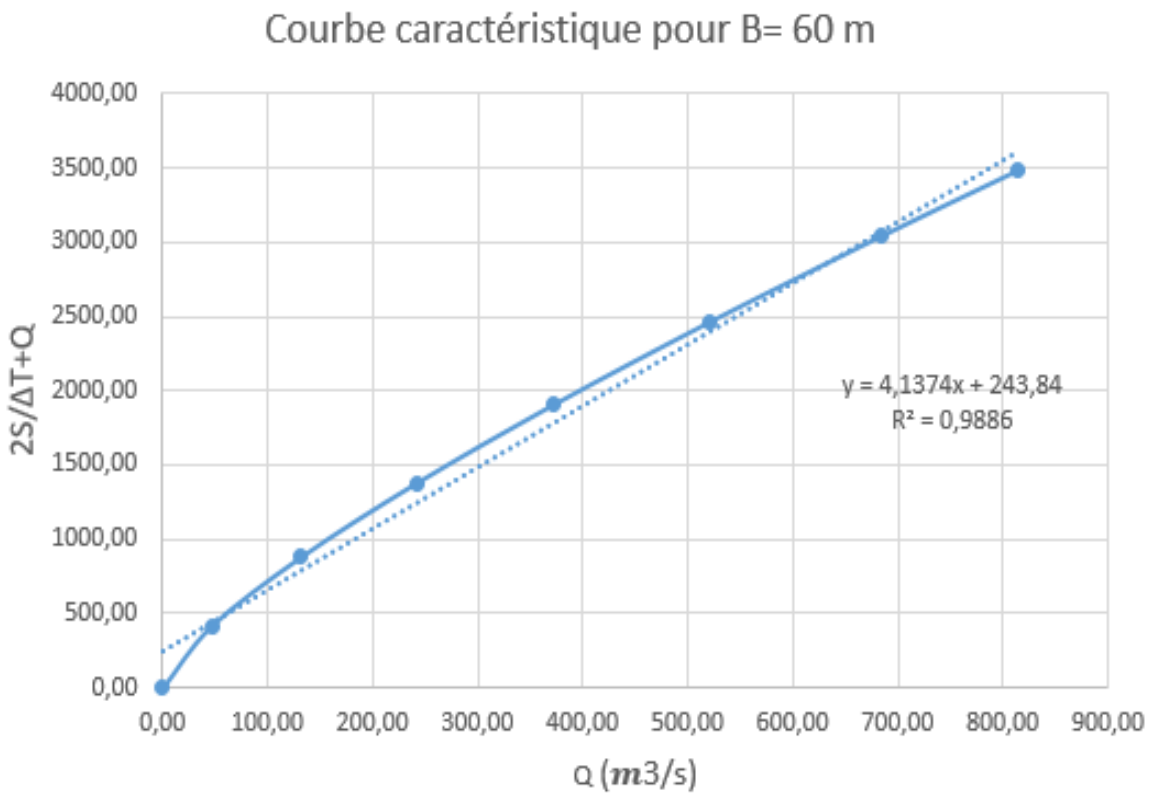
Calcul de l'hydrogramme de crue laminé pour B= 50 m

Temps (h)	I (m^3/s)	I1+I2 (m^3/s)	2S/ΔT+Q	2S/ΔT+Q-2Q	Q (m^3/s)
0.00	0.00	63.02	0.00	0.00	0.00
0.50	63.02	315.09	63.02	154.98	-45.98
1.00	252.07	819.24	470.07	385.39	42.34
1.50	567.17	1374.84	1204.63	801.17	201.73
1.79	807.67	1546.34	2176.01	1351.01	412.50
2.00	738.67	1329.11	2897.35	1759.32	569.02
2.50	590.44	1053.93	3088.43	1867.48	610.48
3.00	463.50	819.69	2921.41	1772.94	574.24
3.50	356.19	623.07	2592.63	1586.83	502.90
4.00	266.88	460.78	2209.90	1370.20	419.85
4.50	193.90	329.51	1830.97	1155.71	337.63
5.00	135.61	225.96	1485.22	960.00	262.61
5.50	90.35	146.84	1185.96	790.61	197.68
6.00	56.49	88.85	937.45	649.94	143.75
6.50	32.36	48.67	738.79	537.49	100.65
7.00	16.32	23.02	586.17	451.10	67.53
7.50	6.71	8.59	474.13	387.68	43.22
8.00	1.89	2.09	396.28	343.62	26.33
8.50	0.20	0.20	345.70	314.99	15.36

8.95	0.00	0.00	315.19	297.72	8.74

Calcul de la courbe caractéristique pour B = 60 m

H (m)	Cote (m)	A (Km^2)	S (Mm^3)	Q (m^3/s)	2S/ΔT+Q
0	176.00	1.32	0.00	0.00	0.00
0.5	176.50	1.33	0.67	46.49	417.23
1	177.00	1.35	1.35	131.48	881.72
1.5	177.50	1.37	2.05	241.55	1380.02
2	178.00	1.38	2.76	371.88	1907.33
2.5	178.50	1.40	3.49	519.72	2460.90
3	179.00	1.41	4.24	683.19	3038.83
3.37	179.37	1.43	4.80	813.41	3481.38

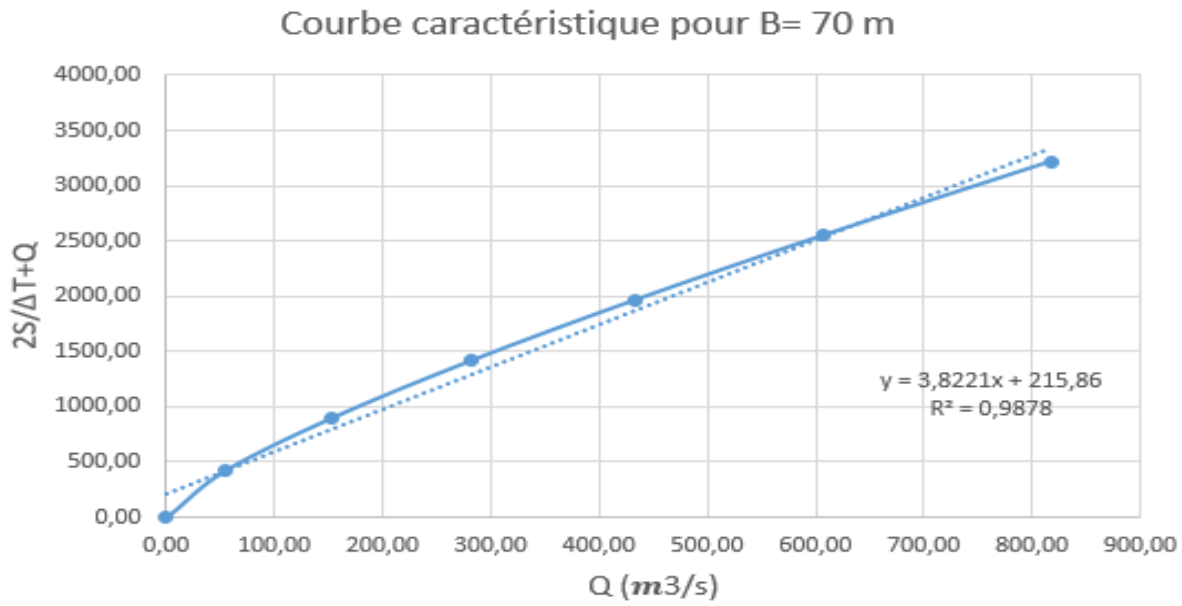


Calcul de l'hydrogramme de crue laminé pour B= 60 m

Temps (h)	I (m^3/s)	I1+I2 (m^3/s)	2S/ΔT+Q	2S/ΔT+Q-2Q	Q (m^3/s)
0.00	0.00	63.02	0.00	0.00	0.00
0.50	63.02	315.09	63.02	150.43	-43.70
1.00	252.07	819.24	465.52	358.36	53.58
1.50	567.17	1374.84	1177.60	726.23	225.69
1.79	807.67	1546.34	2101.06	1203.29	448.89
2.00	738.67	1329.11	2749.63	1538.34	605.64
2.50	590.44	1053.93	2867.45	1599.21	634.12
3.00	463.50	819.69	2653.14	1488.50	582.32
3.50	356.19	623.07	2308.18	1310.29	498.95
4.00	266.88	460.78	1933.36	1116.65	408.35
4.50	193.90	329.51	1577.43	932.78	322.33
5.00	135.61	225.96	1262.28	769.97	246.16
5.50	90.35	146.84	995.94	632.38	181.78
6.00	56.49	88.85	779.22	520.42	129.40
6.50	32.36	48.67	609.27	432.62	88.32
7.00	16.32	23.02	481.30	366.51	57.39
7.50	6.71	8.59	389.53	319.11	35.21
8.00	1.89	2.09	327.70	287.16	20.27
8.50	0.20	0.20	289.25	267.30	10.98
8.95	0.00	0.00	267.50	256.06	5.72

Calcul de la courbe caractéristique pour B = 70 m

H (m)	Cote (m)	A (Km^2)	S (Mm^3)	Q (m^3/s)	2S/ΔT+Q
0	176.00	1.32	0.00	0.00	0.00
0.5	176.50	1.33	0.67	54.23	424.98
1	177.00	1.35	1.35	153.39	903.63
1.5	177.50	1.37	2.05	281.80	1420.28
2	178.00	1.38	2.76	433.86	1969.32
2.5	178.50	1.40	3.49	606.34	2547.52
3.05	179.05	1.41	4.32	817.07	3214.64



Calcul de l'hydrogramme de crue laminé pour B= 70 m

Temps (h)	I (m^3/s)	I1+I2 (m^3/s)	2S/ΔT+Q	2S/ΔT+Q-2Q	Q (m^3/s)
0.00	0.00	63.02	0.00	0.00	0.00
0.50	63.02	315.09	63.02	143.00	-39.99
1.00	252.07	819.24	458.09	331.34	63.38
1.50	567.17	1374.84	1150.58	661.47	244.56
1.79	807.67	1546.34	2036.30	1083.71	476.29
2.00	738.67	1329.11	2630.05	1366.77	631.64
2.50	590.44	1053.93	2695.88	1398.15	648.86
3.00	463.50	819.69	2452.09	1281.93	585.08
3.50	356.19	623.07	2101.62	1114.85	493.38
4.00	266.88	460.78	1737.92	941.47	398.23
4.50	193.90	329.51	1402.24	781.44	310.40
5.00	135.61	225.96	1110.95	642.57	234.19
5.50	90.35	146.84	868.54	527.01	170.76
6.00	56.49	88.85	673.85	434.20	119.83
6.50	32.36	48.67	523.05	362.30	80.37
7.00	16.32	23.02	410.98	308.88	51.05
7.50	6.71	8.59	331.90	271.18	30.36
8.00	1.89	2.09	279.77	246.33	16.72
8.50	0.20	0.20	248.42	231.38	8.52
8.95	0.00	0.00	231.58	223.35	4.11

Annexe 04 : Calcul du volume de la digue pour différentes largeurs.

Volume de la digue pour B= 30 m

Coupe	H (m)	B (m)	S_i (m^2)	S_m (m^2)	L_i (m)	V_i (m^3)	V_T (m^3)
0	52.8	143.90	4112.64	0.00	285.15	0.00	
1	51.7	141.15	3955.86	4034.25	15.00	60513.80	
2	50.5	138.15	3788.28	3872.07	20.00	77441.49	
3	49.7	136.15	3678.56	3733.42	20.00	74668.49	
4	48.9	134.15	3570.44	3624.50	20.00	72490.09	960764.06
5	47.8	131.40	3424.39	3497.42	15.00	52461.27	
6	46.9	129.15	3307.14	3365.77	15.00	50486.52	
7	45.3	125.15	3103.70	3205.42	15.00	48081.37	
8	39.2	109.90	2386.80	2745.25	60.00	164715.20	
9	24.0	71.90	1005.12	1695.96	150.00	254394.30	
10	23.9	71.65	997.94	1001.53	105.35	105511.53	

Volume de la digue pour B= 40 m

Coupe	H (m)	B (m)	S_i (m^2)	S_m (m^2)	L_i (m)	V_i (m^3)	V_T (m^3)
0	51.8	141.55	3978.48	0.00	285.15	0.00	
1	50.7	138.80	3824.29	3901.38	15.00	58520.76	
2	49.5	135.80	3659.53	3741.91	20.00	74838.16	
3	48.7	133.80	3551.69	3605.61	20.00	72112.16	
4	47.9	131.80	3445.45	3498.57	20.00	69971.36	919435.70
5	46.8	129.05	3301.98	3373.71	15.00	50605.71	
6	45.9	126.80	3186.85	3244.41	15.00	48666.21	
7	44.3	122.80	2987.17	3087.01	15.00	46305.12	
8	38.2	107.55	2284.60	2635.88	60.00	158153.06	
9	23.0	69.55	938.64	1611.62	150.00	241743.08	
10	22.9	69.30	931.70	935.17	105.35	98520.08	

Volume de la digue pour B= 50 m

Coupe	H (m)	B (m)	S_i (m^2)	S_m (m^2)	L_i (m)	V_i (m^3)	V_T (m^3)
0	51.2	140.03	3892.60	0.00	285.15	0.00	
1	50.1	137.28	3740.09	3816.34	15.00	57245.14	
2	48.9	134.28	3577.16	3658.62	20.00	73172.40	
3	48.1	132.28	3470.54	3523.85	20.00	70476.90	
4	47.3	130.28	3365.52	3418.03	20.00	68360.50	893130.77
5	46.2	127.53	3223.73	3294.62	15.00	49419.30	
6	45.3	125.28	3109.97	3166.85	15.00	47502.68	
7	43.7	121.28	2912.73	3011.35	15.00	45170.18	
8	37.6	106.03	2219.46	2566.09	60.00	153965.56	
9	22.4	68.03	896.68	1558.07	150.00	233710.52	
10	22.3	67.78	889.89	893.29	105.35	94107.59	

Volume de la digue pour B= 60 m

Coupe	H (m)	B (m)	S_i (m^2)	S_m (m^2)	L_i (m)	V_i (m^3)	V_T (m^3)
0	50.8	138.93	3831.23	0.00	285.15	0.00	
1	49.7	136.18	3679.93	3755.58	15.00	56333.68	
2	48.5	133.18	3518.32	3599.12	20.00	71982.42	
3	47.7	131.18	3412.58	3465.45	20.00	69308.92	
4	46.9	129.18	3308.44	3360.51	20.00	67210.12	874408.13
5	45.8	126.43	3167.86	3238.15	15.00	48572.19	
6	44.9	124.18	3055.09	3111.47	15.00	46672.07	
7	43.3	120.18	2859.61	2957.35	15.00	44360.19	
8	37.2	104.93	2173.05	2516.33	60.00	150979.72	
9	22.0	66.93	866.99	1520.02	150.00	228003.17	
10	21.9	66.68	860.31	863.65	105.35	90985.65	

Volume de la digue pour B= 70 m

Coupe	H (m)	B (m)	S_i (m^2)	S_m (m^2)	L_i (m)	V_i (m^3)	V_T (m^3)
0	50.5	138.13	3786.90	0.00	285.15	0.00	
1	49.4	135.38	3636.48	3711.69	15.00	55675.36	
2	48.2	132.38	3475.83	3556.15	20.00	71123.06	
3	47.4	130.38	3370.73	3423.28	20.00	68465.56	
4	46.6	128.38	3267.23	3318.98	20.00	66379.56	860924.01
5	45.5	125.63	3127.53	3197.38	15.00	47960.67	
6	44.6	123.38	3015.48	3071.50	15.00	46072.55	
7	43.0	119.38	2821.28	2918.38	15.00	43775.67	
8	36.9	104.13	2139.60	2480.44	60.00	148826.44	
9	21.7	66.13	845.70	1492.65	150.00	223897.97	
10	21.6	65.88	839.10	842.40	105.35	88747.17	