

Dédicace

Je dédie ce mémoire à mes parents, dont l'amour incommensurable et le soutien indéfectible ont été à source de persévérance et de ma réussite. Leur confiance en moi a été mon plus grand atout.

A mes amis, qui ont su m'accompagner avec bienveillance et compréhension, même dans les moments le plus éprouvants. Leur présence a été réconfort précieux.

Et mes professeurs et encadrant, dont les conseils avisés, l'expertise et la disponibilité ont été des piliers essentiels à l'accomplissement de ce travail. Leur guidance a enrichi ma réflexion et orienté mes recherches avec rigueur.

Enfin, à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce mémoire, je tiens à exprimer ma profonde gratitude. Votre soutien a été inestimable.

Remerciements

Merci à Dieu au début et à la fin. Aucun chemin ne fut franchi, aucun effort ne fut achevé, aucun travail ne fut accompli que grâce à son aide. Cette expérience n'était pas courte et ne devrait pas être facile. Le rêve n'était pas proche et le chemin n'était pas facile, mais je l'ai faite et l'ai accompli.

J'adresse mon sincère remerciement à Mr Zeroual Ayoub, pour avoir acceptée d'encadrer ce travail et pour ses conseils et ses précieuses orientations, sa patience qu'il n'a cessé de mon apporter tout au long de ce travail.

J'ai tenu tout particulièrement à remercier vivement les membres de jury d'avoir accepté d'évaluer ce modeste travail.

En plus d'exprimer ma gratitude à l'ensemble du corps administratif de l'école, je tiens à remercier tout particulièrement le Département d'Urbanisme et de Génie Hydraulique. Enfin, je tiens à remercier tous ceux qui ont joué un rôle, directement ou indirectement, dans la création de ce document.

ملخص :

يهدف هذا العمل إلى دراسة مختلف الخيارات لمنافذ تصريف الفيضانات لضمان مرور الفيضانات عبر سد عزيب تيميزار على وادي فليدون (ولاية بجاية)، مع التحكم في أقصى مستويات المياه التي يصل إليها السد لضمان سلامة الممتلكات والأشخاص في المناطق الواقعة أسفله. لتحقيق هذا الهدف، يجب أولاً تحديد المعايير الجيومورفولوجية والمناخية لحوض الصرف، يتبعها تليها دراسة هيدرولوجية لموقع السد وتنظيم السيول. وقد سمح ذلك بتحديد معدل التصميم للتدفق وعرض مفاصل تصريف السيول، الذي وجد أنه يزيد مرتين عن المساحة المتاحة في الموقع. للتغلب على هذا القيد، تم دراسة أربعة أنماط: منفذ تصريف الفيضانات من نوع مثلث ومستطيل ومنحرف ومنفذ تصريف الفيضانات منقار البط. وأخيراً، سمحت الدراسة التكنولوجية الاقتصادية لهذه الأنماط باختيار الخيار الأكثر اقتصادية. وشملت هذه المرحلة تحليلاً مفصلاً لتكاليف الإنشاء وأداء الهيدروليكي لكل خيار. ثم خضع النموذج المختار لدراسة هندسية مدنية مفصلة لضمان إمكانية تنفيذه وامتناله لمعايير السلامة والمتانة.

الكلمات المفتاحية: سد أزيب تيميزار، مراقبة التدفق الفيضاني، التدفق التصميمي، منفذ تصريف الفيضانات، دراسة فنية اقتصادية، الاستدامة.

Résumé :

Ce travail a pour objectif d'examiner les différentes options d'évacuateurs de crues afin de permettre le passage des crues à travers le barrage d'Azib Timizar sur l'Oued Flidoun (Wilaya de Béjaia), tout en contrôlant les niveaux maximaux atteints par le barrage pour assurer la sécurité des biens et des personnes en aval. Pour cela, il est nécessaire de définir d'abord les paramètres géomorphologiques et climatiques du bassin versant, suivis d'une étude hydrologique du site du barrage et de laminage des crues. Cela a permis de déterminer le débit de dimensionnement et la largeur de l'évacuateur de crues. Cette largeur a été trouvée deux fois supérieure à l'emprise disponible sur le terrain. Pour remédier à cette contrainte, nous avons étudié quatre variantes : déversoir labyrinthe de type triangle, rectangle, trapèze et déversoir bec de canard. Enfin, l'étude technico-économique des quatre variantes nous a permis de choisir la variante la plus économique. Cette étape a impliqué une analyse approfondie des coûts de construction et les performances hydrauliques de chaque option. La variante sélectionnée a ensuite fait l'objet d'une étude de génie civil détaillée pour assurer sa faisabilité et sa conformité aux normes de sécurité et de durabilité.

Mot clés : Barrage d'Azib Timizar, laminage des crues, débit de dimensionnement, déversoir labyrinthe, déversoir bec de canard, étude technico-économique, durabilité

Abstract:

The present work aims to study the different variants of the spillway to allow the passage of floods through the Azib Timizar dam on Oued Flidoun (Wilaya of Béjaia), by controlling the maximum levels reached by the dam and ensuring the safety of the people and property downstream. To achieve this, it is necessary to first define the geomorphological and climatic parameters of the watershed, followed by a hydrological study of the dam site and flood routing. This allowed determining the design flow discharge and the width of the flood spillway, which was found to be twice the available footprint on the ground. To address this constraint, four variants were studied: labyrinth spillways of triangle, rectangle, trapezoid types, and duckbill spillways. Finally, the techno-economic study of these variants enabled the selection of the most cost-effective option. This stage involved a detailed analysis of construction costs and hydraulic performance for each option. The chosen variant then underwent a detailed civil engineering study to ensure its feasibility and compliance with safety and durability standards.

Keywords: Azib Timizar Dam, flood control, design discharge, labyrinth spillway, duckbill spillway, techno-economic study, durability

Table des matières

Introduction générale :	1
-------------------------------	---

Chapitre I : Etude bibliographique

Introduction	2
I.1 Description de site de barrage	2
I.2 Situation géographique	2
I.3 Topographie	3
I.4 Situation hydrographique du site de barrage d'Azib Timizar	3
I.4.1 Oued Machnouaa	4
I.4.2 Oued Flidoun	4
Conclusion	4

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Introduction	5
II.1 Contexte géologique	5
II.1.1 Géologie régionale.....	5
II.1.2 Géologie de site.....	7
II.1.3 Géologie de la cuvette.....	7
II.1.4 Géologie de bassin versant.....	7
II.2 Etude géotechnique.....	8
II.2.1 Echelle de la cuvette	8
II.2.1.1 Travaux d'étanchéisation.....	8
II.2.2 Echelle de site	8
II.2.3 Travaux d'identification.....	9
II.2.3.1 Essai in situ	9
II.2.3.2 Essais au laboratoire.....	12
II.2.4 La zone d'emprunt matériaux de construction.....	12
III.3 Sismicité.....	13
III.3.1 Etude sismique.....	13
Conclusion :	14

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction :	16
III.1 Bassin versant :	16
a. Caractéristique morphologique :	16

b. Caractéristique géométrique	17
III.1.2 Etude de relief :.....	19
a. Paramètre de relief.....	19
III.2 Etude de réseau hydrographique.....	25
III.2.1 Caractéristique de réseau hydrographique.....	25
III.2.2 Paramètres hydrographiques.....	25
III.2.2.1 Densité de drainage (Dd).....	25
III.2.2.2 Profil en long	26
III.2.2.3 La densité hydrographique des thalwegs élémentaires.....	26
III.2.2.4 Le coefficient de torrentialité (Ct)	27
III.2.2.5 Temps de concentration	27
III.2.2.6 Vitesse de ruissellement.....	29
III.3 Caractéristiques climatologiques :.....	30
III.3.1 Température	31
III.3.2 Evaporation.....	31
III.3.3 Pluviométrie.....	32
III.3.3.1 Répartition de la pluie moyenne dans le bassin.....	32
III.4 Etude des crues	33
III.4.1 Précipitations maximales journalières	33
III.4.2 Analyse fréquentielle des crues maximales annuelle avec la station d'Azzefoun 020909	34
III.4.3 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leur intensité	40
III.5 Etude des apports.....	41
III.5.1 Avec la série d'observations	42
III.5.1.1 Analogie de la station d'AZZEFOUN	42
III.5.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	43
III.5.3 Apports fréquents.....	44
III.5.3.1 Ajustement de la série des apports rapportés à la loi normale	44
III.5.3.2 Répartition de l'apport annuel estimé a une probabilité de 80%.....	45
III.5.4 Hydrogramme de crue :	51
III.5.5 Choix de la crue de projet.....	54
III.6 Etude des apports solides.....	56
III.6.1 Apport solide en suspension	56
III.6.2 Transport solide par charriage	58
III.7 Régularisation des débits	58

III.7.1 Répartition mensuelle de l'apport 80%	59
III.7.2 Répartition mensuelle des besoins.....	59
III.7.3 Courbes « Hauteur-Capacité-Surface »	59
III.7.4 Calcule du volume utile (Touaibia, 2001)	60
III.7.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir comptes des pertes.....	61
III.7.4.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)	62
III.8 Laminage des crues.....	64
III.8.1 Méthode de Muskingum : (Fread, D.L. 1993).....	65
III.8.1.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière	65
III.8.1.2 Méthode de Muskingum	66
III.8.1.3 Principe de la méthode de solution.....	66
III.8.1.4 Calcul du débit de sortie	68
III.8.1.5 Calcul du volume stocké.....	68
III.9 Etude d'optimisation.....	73
III.9.1 La revanche.....	74
III.9.2 Tassement de la digue et fondations	75
III.9.3 Largeur de la crête	75
III.9.4 Calcule des couts	76
III.9.4.1 Cout de la digue	76
III.9.4.2 Cout de l'évacuateur de crue	77
III.9.4.3 Cout totale du barrage.....	80
Conclusion.....	81

Chapitre IV : Etude de variante de l'évacuateur de crue

Introduction :	83
IV.1 Synthèse des variantes.....	83
IV.1.1 Classification des types des évacuateurs de crue	83
IV.1.1.1 Selon le type de fonctionnement hydraulique ou régime d'écoulement	83
IV.1.1.2 L'emplacement par rapport à la digue	83
IV.1.1.3 Mode de réglage du débit	83
IV.1.2 Principaux critères pour choisir le type d'évacuateur de crue	83
IV.1.3 Classification des évacuateurs selon leurs emplacement	83
IV.1.3.1 Evacuateur centrale intégré au corps de barrage	83
IV.1.3.2 Evacuateur de crue posée sur la rive :	83
IV.1.3.3 Evacuateur de crue de type siphon.....	84

IV.1.3.4 Evacuateur de forme tulipe.....	84
IV.1.4 Choix de type d'évacuateur pour notre cas d'étude	84

u

VI.4.2 Types d'ouvrages de vidange	109
VI.4.3 Calcul de la vidange de fond	110
Conclusion :	113

Chapitre V : Etude génie civile

Introduction.....	125
V.1 Etude de stabilité.....	125
V.1.1 Stabilité de déversoir	125
V.1.2 Stabilité de mur bajoyers	126
V.2 Ferrailage des éléments de l'évacuateur	130
V.2.1 Ferrailage de déversoir.....	130
V.2.2 Ferrailage de la semelle de déversoir	132
V.2.3 Ferrailage de rideau de coursier	133
V.2.4 Ferrailage de la semelle de coursier	135
Conclusion :	136

Chapitre VI : Organisation de chantier

Introduction	137
VI.1 Organisation des données préparatoires et techniques	137
VI.2 Principaux intervenants dans le chantier.....	137
VI.2.1 Maitre d'ouvrage	137
VI.2.2 Maitre d'œuvre	138
VI.2.3 L'entrepreneur	138
VI.3 Les différentes phases de chantier.....	138
VI.3.1 Préparation et ouvertures des accès pour le chantier et zones d'emprunts	138
VI.3.2 Installation de chantier et travaux préparatoire	138
VI.3.3 Travaux de réalisation	139
VI.4 Les moyens de chantier	140
VI.4.1 Moyennes humains.....	140
VI.4.2 Les engins de terrassement.....	140
VI.4.3 Matériel de bétonnage	141
VI.4.4 Matériel spécifique.....	141
VI.5 Planification de chantier.....	141
VI.5.1 Attribution des durées de chaque opération	141

VI.5.2 Délai de construction et programme des travaux	141
VI.5.3 Symbole et temps de réalisation pour chaque période	142
VI.5.4 Les technique de planification.....	142
Conclusion.....	146
Conclusion générale	135

Liste des figures

- Figure I.1** : Détermination de bassin versant d'Azib Timizar. Erreur ! Signet non défini.
- Figure II.1** : Extrait de la carte géologique de Bejaia (Ech : 1/50000) Erreur ! Signet non défini.
- Figure III.1** : Différents types de BV selon le coefficient de Gravilius Kc. Erreur ! Signet non défini.
- Figure III.2** : Carte hypsométrique de bassin versant d'oued Flidoun (source ArcGIS).
..... Erreur ! Signet non défini.
- Figure III.3** : Courbe hypsométrique de bassin versant d'Azib Timizar. Erreur ! Signet non défini.
- Figure III.4** : Réseau hydrographique de bassin versant..... Erreur ! Signet non défini.
- Figure III.5** : Répartition mensuelle de la température..... Erreur ! Signet non défini.
- Figure III.6** : Répartition mensuelle d'évaporation. Erreur ! Signet non défini.
- Figure III.7** : Répartition mensuelle des précipitations. Erreur ! Signet non défini.
- Figure III.8** : Graphique de l'ajustement à la loi de GUMBEL..... Erreur ! Signet non défini.
- Figure III.9** : Graphique de l'ajustement à la loi Log-Normale..... Erreur ! Signet non défini.
- Figure III.10** : Carte de situation de la station et du site (extrait de la carte climatologique échelle 1/500000)..... Erreur ! Signet non défini.
- Figure III.11** : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site..... Erreur ! Signet non défini.
- Figure III.12** : Représentation graphique de la loi normale des apports..... Erreur ! Signet non défini.
- Figure III.13** : Répartition mensuelle des apports 80% de site de barrage.. Erreur ! Signet non défini.
- Figure III.14** : Graphe représente ajustement graphique pour les pluies et droite d'exploration pour les débits (Laborde, 2000)..... Erreur ! Signet non défini.
- Figure III.15** : Résultat d'ajustement de la série pluviométrique de la station pluviométrique TAGMA (Source : Logiciel HYFRAN). Erreur ! Signet non défini.
- Figure III.16** : Graphe de la méthode de GRADEX Erreur ! Signet non défini.
- Figure III.17** : Hydrogramme de crue de la zone d'étude par la méthode Sokolovski... Erreur ! Signet non défini.
- Figure III.18** : Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 1000 ans..... Erreur ! Signet non défini.
- Figure III.19** : Courbe Hauteur-Surface-Volume..... Erreur ! Signet non défini.
- Figure III.20** : Laminage à travers un barrage Erreur ! Signet non défini.
- Figure III.21** : Evacuateur a surface libre a entonnement frontal. Erreur ! Signet non défini.
- Figure III.22** : Evacuateur a surface libre a entonnement frontal. Erreur ! Signet non défini.
- Figure III.23** : Modélisation de la courbe Surface-hauteur..... Erreur ! Signet non défini.
- Figure III.24** : Courbe caractéristique du barrage pour $b=15$ m..... Erreur ! Signet non défini.
- Figure III.25** : Hydrogrammes de sortie. Erreur ! Signet non défini.
- Figure III.26** : Le cout de la digue, l'évacuateur et le total du barrage Erreur ! Signet non défini.
- Figure IV.1** : Abaque de relation entre C_w , h/P et L/w (Darvas 1971)..... Erreur ! Signet non défini.
- Figure IV.2** : Abaques relation μ_w , h/P et l/w (Zarrouk, Seqqat-Dakhma, Chérif 1995)
..... Erreur ! Signet non défini.

Figure IV.3 : Dimensions de déversoir labyrinthe de forme triangulaire. ... Erreur ! Signet non défini.

Figure IV.4 : Dimensions de déversoir labyrinthe de forme rectangulaire.. Erreur ! Signet non défini.

Figure IV.5 : Dimensions de déversoir labyrinthe de forme trapézoïdale ... Erreur ! Signet non défini.

Figure IV.6 : Graphique de la ligne d'eau dans le coursier Erreur ! Signet non défini.

Figure IV.7 : Schéma d'un évacuateur avec saut de ski (source : USBR désigne of small dams (Duncan et al. 1987)) Erreur ! Signet non défini.

Figure IV.8 : Schémas d'un saut de ski (source : google image)..... Erreur ! Signet non défini.

Figure IV.9 : Graphique de la ligne d'eau dans le coursier Erreur ! Signet non défini.

Figure IV.10 : Dents du dissipateur ont auge USBR (Wili H. Hager & Scheiss, 2009).Erreur ! Signet non défini.

Figure IV.11 : Courbe caractéristique du barrage..... Erreur ! Signet non défini.

Figure V.1 : Prédimensionnement de déversoir..... Erreur ! Signet non défini.

Figure V.2 : Prédimensionnement de mur bajoyers..... Erreur ! Signet non défini.

Figure V.3 : Schéma explicatif de différentes charges et longueur dans le mur bajoyers Erreur ! Signet non défini.

Figure V.4 : Schéma des charges exercées sur le déversoir..... Erreur ! Signet non défini.

Figure V.5 : Diagramme des contraintes de la semelle..... Erreur ! Signet non défini.

Figure V.6 : Calcule le ferrailage de coursier Erreur ! Signet non défini.

Liste des tableaux

- Tableau II.1** : Extrait de la carte géologique de Bejaia (Ech : 1/50000)..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau II.2** : Compagne géotechnique de la 1ère et la 2ème phase d'étude Erreur ! Signet non défini.
- Tableau II.3** : Accélération des séismes SBE et SMD..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau II.4** : Coefficient d'accélération sismique Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.1** : les paramètres hydro morphométriques de bassin versant d'oued Flidou
..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.2** : Caractéristiques altimétriques du bassin versant. Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.3** : Classification ORSTOM du relief a partir de l'indice de pente global. .Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.4** : Classification des reliefs d'après l'O.R.S.T.O.M. Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.5** : Résultats de calculs des pentes et la dénivelée spécifique du bassin versant.
..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.6** : Le temps de concentration..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.7** : Paramètres hydrographique d'Oued Flidou..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.8** : Caractéristiques géomorphologique du bassin versant..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.9** : Répartition mensuelle des températures. **31**
- Tableau III.10** : Répartition mensuelle d'évaporation..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.11** : Station pluviométrique..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.12** : Répartition des pluies moyennes annuelles Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.13** : Pluies maximales journalières prise de la station 020909(Source ANRH)
..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.14** : Modèle fréquentiels et leur validité..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.15** : Résultats d'ajustement a la loi de GUMBEL..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.16** : Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon.
..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.17** : Résultats de l'ajustement à la loi Log-Normale..... **38**
- Tableau III.18** : Comparaison des caractéristiques de la loi de Log Normale et de l'échantillon..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.19** : Résultats du test Khi carré. Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.20** : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence. Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.21**: Précipitation et les intensités pour les différentes fréquences. .. Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.22** : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.23** : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site ... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.24** : Résultats de l'ajustement rapporté a la loi normale des apports Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.25** : Comparaison des caractéristiques de la loi normal et de l'échantillon. Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.26** : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%. .. Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.27 : Débits de pointe par la méthode de Gradex..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.28 : Valeur de δ Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.29 : Valeurs des débits de crues en fonction du temps... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.30 : Crues de projet recommandées..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.31 : Choix de la crue de projet..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.32 : Différentes valeurs de “ α ” Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.33 : Les valeurs du volume mort en suspension Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.34 : Répartition mensuelle de l’apport..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.35 : Répartition mensuelle des besoins..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.36 : Courbes topographiques et volumétriques..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.37 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³) Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.38 : Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm³).. Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.39 : Valeurs de h et les plages de variation en période de crue Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.40 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour b=15 m.. Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.41 : Calcul de l’hydrogramme de sortie pour b=15m .. Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.42 : Hydrogramme d’entrée et les hydrogrammes de sorties ... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.43 : Etude récapitulatif des résultats de laminage..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.44 : Résultats de calcul de la largeur en crête..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.45 : Coût de la digue Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.46 : Coût de déversoir..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.47 : Coût de coursier..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.48 : Coût du canal d’approche. Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.49 : Coût totale du barrage..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.50 : Résultats de l’étude d’optimisation..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV.1 : Les résultats de calcul de la géométrie de déversoir. Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV.2 : Calcul de ligne d’eau dans le coursier..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV.3 : Hauteurs de murs bajoyers dans le coursier..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV.4 : Résultats de calcul de phénomène d’aération et les vagues roulantes .Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV.5 : Résultats de calcul des hauteurs et distances suivant les différents angles de jet..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV.6 : Résultats de calcul des itérations Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV.7 : Calcul de ligne d’eau dans le coursier Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV.8 : Hauteur des murs bajoyers dans le coursier..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV.9 : Vérification de phénomène d’aération dans le coursier..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV.10 : Récapitulation de calcul des coûts des variantes de l’évacuateur de crues Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV.11 : Calcul de courbe caractéristique du barrage..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV.12 : Résultats de calcul de l’hydrogramme de sortie. ... Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV.13 : Résultats de calcul..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau VI.1 : Différentes engins avec leurs utilisations (Source : Support de cours ODC de Mr. Kahlerrase)..... Erreur ! Signet non défini.

TableauVI.2 : Symbole et temps de réalisation pour chaque étape de construction.....Erreur ! Signet non défini.

Tableau VI.3 : Résultats des opérations précède et succède..... Erreur ! Signet non défini.

Introduction générale :

La région de Bejaia situé au Nord de l'Algérie englobe des richesses importantes notamment sur les plans agricoles, culturelles et touristiques. Cette région a connu l'une des pluviométries les plus importantes du pays, la deuxième à l'échelle nationale avec quelques gouttes.

1000 mm par an, cependant, n'est pas suffisant pour la haute vallée ou le relief complexe contribue au manque d'infrastructures. La croissance considérable des activités économiques, d'un côté, et la croissance démographique associée de l'amélioration des conditions de vie des habitantes, de l'autre, ont entraîné une augmentation significative de la demande en eau potable et industrielle dans la région.

Actuellement la région bénéficie d'une alimentation en eau potable à hauteur de 20%. Le complément est fourni par les eaux de surface de bassin collecteur de Soummam, qui sont régulées par le barrage de Tichi Haf, et le transfert est assuré par les eaux souterraines. Quelques communes de la région ont reçu des adductions. Les besoins en eau de Wilaya de Bejaia ont été analysés et il a été constaté que les ressources utilisées sont encore limitées. Le plan directeur intégré des ressources en eau de la direction de l'hydraulique de la Wilaya a suggéré la construction du barrage d'Azib Timizar, situé sur l'Oued Flidoun au lieu-dit Timizar (Beni Ksila).

Avec un réservoir de 16 Hm³, ce barrage permettra de résoudre le souci d'approvisionnement en eau potable dans la zone côtière Ouest, à savoir Toudja, Beni Ksila, Taourirt Ighil, Tifra et Adekar. Cela permettra également de renforcer l'approvisionnement en eau potable et industrielle de l'agglomération de Bejaia et ses alentours.

Afin de garantir la sécurité de l'agglomération et la technique, il est nécessaire d'installer un dispositif d'évacuation de crue appelé évacuateur de crue. Son objectif est de garantir le passage des crues exceptionnelles dans les conditions sécurisées. Il constitue une part significative du coût total du barrage. Si la crue sélectionnée a une période de retour prolongée, ce coût serait considérable. Ce qui signifie que les dimensions d'évacuateur de crue seraient significatives. En adoptant une forme non rectiligne de la crête du déversoir, il est envisageable de diminuer les dimensions globales de l'évacuateur de crues.

L'objectif de cette étude est de mesurer l'évacuateur de crue approprié afin de faciliter le passage de crue à travers le barrage d'Azib Timizar. Cela implique de contrôler les cotes maximales atteintes par le barrage afin de garantir la stabilité de l'ouvrage. L'objectif de travail était de déterminer tous les paramètres géomorphologiques et climatiques, du bassin versant d'Oued Flidoun, puis de mener une étude géotechnique et hydrologique de barrage. La méthode de Muskingum a été utilisée pour évaluer les débits de différentes périodes de retour et sélectionner le débit de dimensionnement de l'évacuateur de crue, après avoir examiné deux options de l'évacuateur, la variante la moins coûteuse a été choisie.

Chapitre I : Etude bibliographique

Introduction :

Avant l'étude d'un management hydraulique il est primordial d'avoir une bonne connaissance de la zone, afin de faciliter plusieurs tâches, notamment les sorties sur terraines qui nécessitent la connaissance de la géographie de la région et l'accès aux sites pour pouvoir étudier tous les choix possibles, ainsi qu'examiner les conditions géologiques, géotechniques, topographiques et hydrologiques du site. Pour cela dans ce chapitre, nous allons présenter le site du futur barrage.

I.1 Description de site de barrage :

Situé à la frontière de trois communes : Adekar, Tourirt Ighil et Beni Akasila dans la Wilaya de Bejaia à l'Est de l'Algérie, le barrage Azib Timizar sur l'oued Flidoun est situé plus précisément aux frontières entre Adekar et Beni Ksila. Taourirt Ighil se trouve à proximité.

Son emplacement se situe juste à l'aval de la rencontre de l'Oued Flidoun avec l'Oued Mechnouaa, un affluent majeur en rive gauche.

L'objectif de l'ouvrage est de réguler annuellement les débits de cours d'eau et d'utiliser cette ressource pour fournir de l'eau potable aux régions environnantes et irriguer de petites zones situées en aval, d'une superficie totale de 600 hectares.

I.2 Situation géographique :

Situé à environ 50 Km au Nord de la ville de Tizi-Ouzou, le site se trouve près de la localité de Déblai et de l'Ighzer Abbas à l'Ouest.

Le site de futur barrage peut être accédé soit depuis la partie Sud, soit depuis la partie Nord.

- A environ 1.5 Km à l'Est d'Adekar, le village de Ait Mamer est situé sur la RN12 (Bejaia, Tizi-Ouzou), en passant par Tizi-Karnvet Ait Idim.
- Les villages d'Ait Mendil Djebba et Souk Essebt.

Les informations UTM du site (Fuseau 31) sont les suivantes : E=652450 m

N=4069250 m

Le niveau de l'Oued sur le site est environ 295 mètres NGA

Les informations UTM du site (Fuseau 31) sont les suivantes : X=652450 m

Y=4069250 m

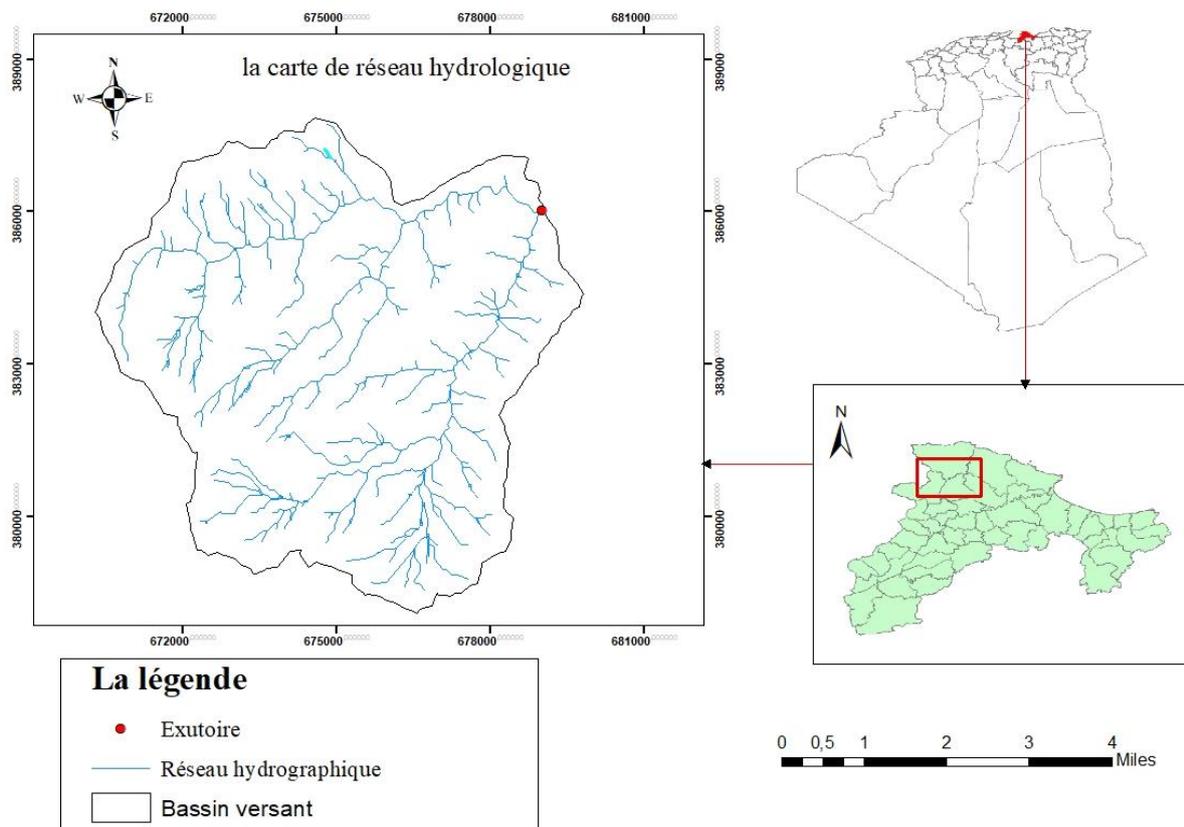


Figure I.1 Détermination de bassin versant d'Azib Timizar.

I.3 Topographie :

Le barrage est situé dans une gorge assez étroite, avec des pentes importantes sur les versants.

Le bureau topographique GEOCAT a effectué des relevés topographiques au site au 1/1000e et de la cuvette au 1/5000e en août 2005.

Les coordonnées UTM Nord Algérie Fuseau 31 ont été utilisées pour être rattachées au nivellement général de l'Algérie (NGA).

Sur la carte topographique le barrage est situé au 1.25000e de Djebba (Feuille NJ-31-V-23Est).

I.4 Situation hydrographique du site de barrage d'Azib Timizar :

À la sein de bassin principale AHS, le bassin versant d'Azib Timizar se trouve à la limite Nord-Est de ce dernier. On peut le séparer en deux bassins :

- La partie Nord-Ouest du bassin versant est couverte par le sous bassin Oued Machnouaa, qui est alimenté par l'Oued Machnouaa, qui apporte ses ressources à partir du col de Taghedine (984m) situé dans la partie sud du forêt de Takssbet 5 commune de Zekri-Wilaya de Tizi-Ouzou).
- La partie Sud-Est du bassin versant est principalement touchée par le sous-bassin Oued Flidou, qui est alimenté par l'Oued Flidou. Il trouve ses sources à Djebel Toukra (1465 m), et constitue les limites Nord de la grande forêt d'Akfadou (commune d'Akfadou-wilaya de Bejaia).

I.4.1 Oued Machnouaa :

Les torrents qui forment l'Oued machnouaa sont originaires du col de Taghdine (984 m). Le torrent Izoughmanene, qui s'écoule du Sud vers le Nord, travers le foret de Taksbet et tourne vers l'Est avant de se rejoindre dans l'Oued Zegarmoule. Sa source se trouve dans la partie Est du col de Taghdine (984 m), à proximité de la RN12, en passant par le village Thighzerthe et en traversant le foret de Mzala en direction du Nord. Le torrent Izoughmanene accueille Ighzer Zegarmoule, continue son parcours vers l'Est et rencontre d'autre torrent : les ravines de djebel Taksbet du côté Nord et Ighzer Bou M'chick.

Le torrent Izoughmanene est désormais appelé Oued Ikhatabene : il s'agit d'un cours d'eau plus vaste. Avec une forme sinueuse remarquable, qui attire le torrent Alma Madkour qui prend sa source à proximité du village d'Ighil Bouali Ali. Le cours de l'Oued Ikhatabene se dirige vers l'Est, puis se transforme en l'Oued Mechnouaa qui accueille certaines ravines du Sud et du Nord avant de se rejoindre avec l'Oued Flidoun.

I.4.2 Oued Flidoun :

Les premières ravines qui alimentent l'Oued Flidoun préviennent de la foret d'Akfadou (Djebel Toukra 1465 m), située au Sud-Ouest de bassin versant. Ces ravines se déplacent vers le Nord-Est avant de se transformer en torrent Ighzer Toussel, situé a proximité du village de Kerbouche Ighzer Bounahale, situé du côté Sud, prend sa source dans les monts de la commune d'Adekar, travers les collines avant de se rejoindre avec Ighzer Toussel. Le nouveau torrent continue son chemin vers le Sud, travers certains ravines et se transforme en Acif Flidoun. Finalement, il revoit l'Oued Mechnouaa, précisément sur le site proposé pour la construction du futur barrage.

Avec une sinuosité marquée, l'Oued Flidoun s'élargit progressivement à partir de l'axe du barrage, puis atteint l'Oued Daas qui se jette sur la mer a environ 30 Km à l'Ouest de la ville de Bejaia.

Conclusion :

Ce chapitre an abordé le site du barrage d'Azib Timizar en exposant des informations géographiques et son accès.

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Introduction :

La phase de la conception est cruciale pour les études géologiques et géotechniques d'un site de barrage. L'objectif est de déterminer la nature, les propriétés mécaniques et hydrodynamiques des sols, ainsi que la sismicité de la région. Elles offrent des informations précises sur :

- L'étanchéité de fondation
- L'étanchéité de la cuvette de la retenue
- La présence d'eaux souterraines très similaires et de remontées de nappe au niveau de l'axe du barrage.

La nature géologique des terrains du bassin versant, de la cuvette de la zone d'implantation du barrage et de la zone d'emprunt sera examinées de manière approfondie.

Les études menées nous permettent de calculer la stabilité des divers ouvrages et de vérifier les tassements et les infiltrations.

II.1 Contexte géologique :

II.1.1 Géologie régionale :

La carte géologique de la wilaya de Bejaia présente une région nationale très accidentée, en lien étroit avec la composition lithologique des terrains. La ligne orographique directrice Arbalou-Gouraya occupe la partie centrale, prolongeant la chaîne Djurdjura-Akfadou, un relief remarquable qui domine tout le pays de Toudja à Bougie. Le massif calcaire impressionnant du Djebel Arbalou (1.317 m), avec ses falaises aux parois abruptes et sauvages difficilement accessibles, s'affaisse progressivement et se poursuit, presque sans pause, vers le Nord-Est, par une série de crêtes ou de pitons, Kef-ou-Barrés (585 m), Tadrant (585 m), Issoumar et Irl-N'Nabout (344 m).

Dès ce moment-là, la chaîne calcaire subira une torsion exceptionnelle, presque perpendiculaire, avec une incurvation accentuée vers l'Est, ce qui donnera naissance aux reliefs de l'Adrar-ou-Fernou (448 m) et de Gouraya de Bougie (1966), en utilisant le M'Sid el-Bab comme ensellement, et on noyade dans les Aiguades (Cap-Bouack, Cap-Noir, Cap-Carbon). De chaque côté de cette ligne de crête, qui est en partie empruntée par la route de Bougie-Toudja, se dévoile un pays étendu, dénudé ou entrecoupé de ravins profonds avec des pentes abruptes, avec des parcours et des accès difficiles. Le Nord est drainé par les oueds Mard, Saket et Irzers Oumadene et Zieberbour, tandis que le sud-est drainé par l'Oued Soummame, qui reçoit les eaux des ravins torrentiels de sa rive droite.

D'un point de vue stratégique, tous les dépôts sont d'âge quaternaire, ce qui entraîne la présence des savoirs suivantes :

Alluvions actuelles (A) : Cônes torrentiels, dépôts limoneux des crues de l'Oued Soummam.

Dunes marines (Ad) : non consolidé.

Alluvions marécageuses (a³) : basses terrasses des oueds et dépôts limoneux de la plaine de bougie.

Cône de déjection et d'éboulis (q_a).

Alluvions anciennes (q¹) (niveau inférieur) : dépôts caillouteux ou limoneux de terrasses d'oueds, de 10 à 20 m d'altitude, éboulis de pentes de terres de remplissage de fond de cuvette (Gouraya).

Terrasse marine (q^{1m}) (niveau inférieur Monastérien) : 10-12 m, variable par affaissements. Sables et grés plus ou moins grossiers, généralement bruns ou rouges avec Strombes buboniques, témoin de faune chaude.

Alluvions anciennes (q) (niveau moyen) : terrasses caillouteuses ou limoneuses, d'altitudes relatives de 30-40 m, dominant les vallées avec lesquelles elles sont en rapport.

Terrasse marine (q,^m) (niveau moyen Tyrrhénien) : plages ayant remanié les éboulis de pentes, à l'ouest et au nord du Gouraya.

Alluvions anciennes (q) (niveau supérieur) : témoins de terrasses d'altitudes relatives au-dessus de 50 m.

Eboulis a peine consolidé (a) : de calcaires liasiques ou de grés numidiens, cachant parfois le substratum.

Eboulis de pentes consolidés (q_a²) : conglomérats durs, ciments, éléments parfois volumineux, repris par l'hydrographie actuelle remaniés par les différentes plages marines du Quaternaire.

La région de Beni Ksilâ-Toudja possède des massifs côtiers composés de terrains crétacés allochtones de type flysch, recouverts dans leur partie septentrionale par le Numidien argilo gréseux, qui est également allochtone. La position de ces flysch, principalement Massy liens, est nord Kabyle par rapport à la chaîne calcaire du Djurdjura. Au nord de ce complexe allochtone, on peut observer des massifs élevés (Djebel Arbalou, Yemma Gouraya) qui sont composés de terrains calcaires, jurassique et peut déplacés. La faille de Toudja, située dans la direction NE-SW, est l'accident majeur de la région, qui coupe la partie orientale de Djebel Arbalou et la partie nord-occidentale de l'anticlinal de Gouraya. Située à la confluence de l'Oued Flidoun et de l'Oued Machnouaa à l'intérieur de la Grande Kabylie, la zone est principalement caractérisée par des formations de flysch datant du Crétacé-Oligocène, avec une tectonique très complexe.

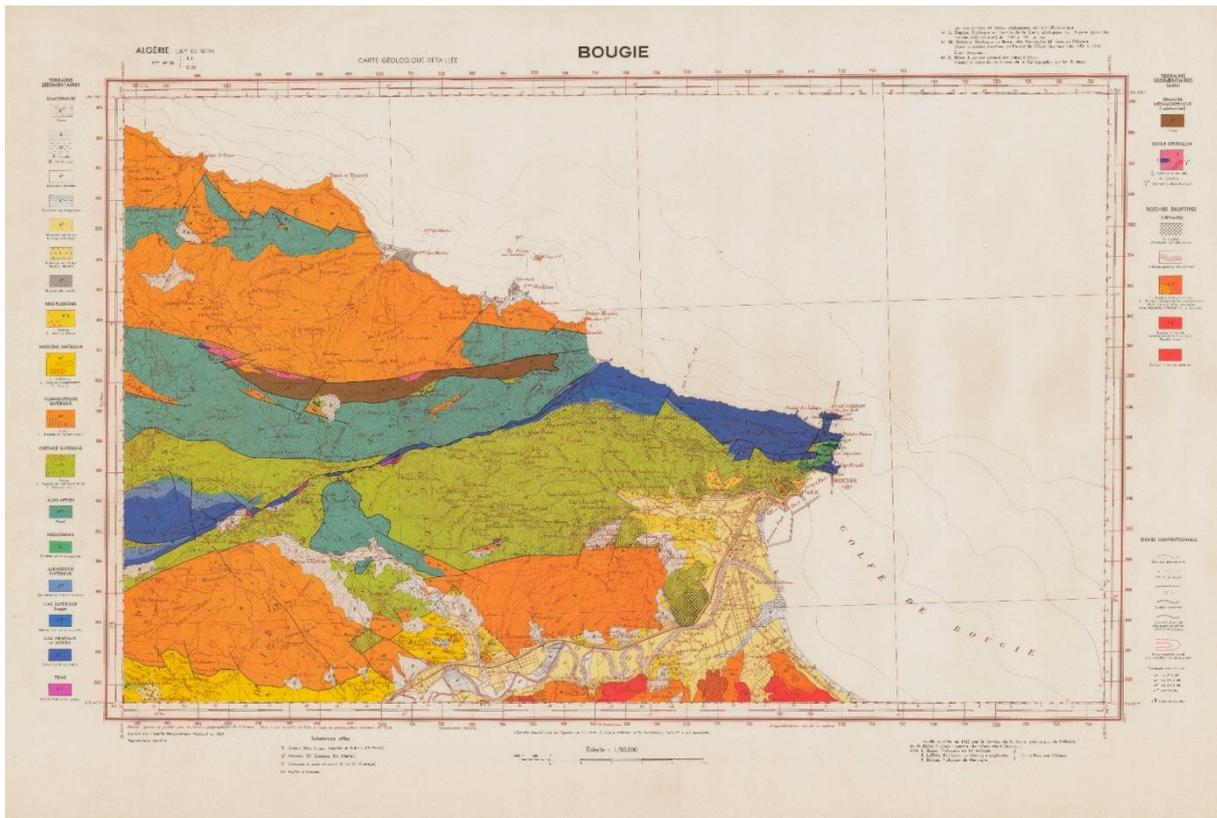


Figure II.1 Extrait de la carte géologique de Bejaia (Ech : 1/50000)

II.1.2 Géologie de site :

Dans notre étude, nous nous concentrons sur la configuration géologique de la rive droite (où se trouve l'évacuateur de crue).

En observant la coupe géologique le long de l'axe de l'évacuateur de crues en rive droite, on observe une couverture colluviale d'environ 3m à 12m de part et d'autre de l'axe du barrage. Cette couverture surmonte l'unité supérieure de flysch, d'une épaisseur variante entre 3 et 4 mètres et environ 18 à 19 mètres, et an un contact anormal avec l'unité inferieur du flysch, qui se trouve un peu plus loin en amont et en aval du barrage.

La majorité du seuil frontal et de coursier de l'évacuateur repose sur l'unité supérieur du flysch massylien qui présents des altérations. La hauteur maximale de la couverture colluviale le long du seuil et de coursier est de 12 mètres. La couverture des cours d'eau diminue graduellement vers l'aval. Le bassin de dissipation est situé en bas de flysch massylien.

II.1.3 Géologie de la cuvette :

Le réseau hydraulique est caractérisé par l'Oued Flidou, qui se déplace de sud-ouest au nord, avec un affluent majeur en rive gauche, appelé Oued Machnouaa, qui se déplace de l'Est-Ouest. La majorité des versants sont constitué de gréso-pélique qui sont assez érodables, ce qui a entrainé une accumulation systématique de colluvions argilo-graveleuses, d'une épaisseur de quelques mètres, au bas de ces versants. L'unité supérieur de flysch est la formation la plus vulnérable à l'érosion de sa faible résistance héritier de la tectonique complexe.

II.1.4 Géologie de bassin versant :

Les formations allochtones de flysch sont caractéristiques de la région de la Grande Kabylie de Crétacé-Oligocène, avec la partie septentrionale recouverte par le Numidien argilo-gréseux, qui était également allochtone.

II.2 Etude géotechnique :

L'étude géotechnique repose principalement sur l'ensemble des analyses réalisées sur le terrain et en laboratoire. Pendant ces analyses, un programme de travaux de terrain est établi, comprenant l'exécution de puits, de tranchées et de sondages. Ensuite, des échantillons de sol de différentes zones d'emprunt sont prélevés pour évaluer la quantité et la qualité des matériaux de construction ainsi que l'état géomécanique de la fondation.

II.2.1 Echelle de la cuvette :

La recherche sur l'étanchéité de la cuvette reposera principalement sur l'évaluation du niveau de perméabilité des terrains. Afin de déterminer leur degré de perméabilité, il est essentiel de réaliser des tests sur in situ pour tous les types de sols, tels que des analyses granulométriques et des tests de perméabilité in situ et en laboratoire pour les sols des fonds de cuvette. Grâce à ces essais, il est possible d'établir les coefficients de perméabilité afin d'évaluer la gravité des fuites potentielles en fonctions des débits d'alimentation de la cuvette et de déterminer les travaux d'étanchéité à considérer. Ces fuites peuvent être causées par des assises perméables ou des accidents tels que des failles ou des facteurs dans la retenue.

II.2.1.1 Travaux d'étanchéisation :

Il est indisponible de réaliser ces travaux si le niveau de perméabilité du fond de la cuvette dépasse 10^{-4} cm/s (10^{-6} cm/s) sur une épaisseur minimale de 0.5 mètre. Différentes méthodes d'étanchéisation peuvent être utilisées :

- a) Afin de réduire de perméabilité des valeurs acceptables, il est possible de procéder à des travaux de scarification et de compactage pour la couche superficielle, qui est constituée de matériaux à granulométrie assez étendue, avec au moins 3 à 4% d'éléments fins de diamètre inférieur à 0,05 m.
- b) Pour la cuvette avec des zones couvertes de sable et de gravier, il est indisponible d'ajouter de l'argile compacte d'épaisseur de 0,5 mètre un phénomène d'auto-compactage peut se produire en raison des sédiments provenant des fonds de la cuvette après quelques années d'exploitation en somme, lorsqu'il s'agit d'un barrage en terre, il est essentiel que la cuvette soit aussi imperméable que possible et ne présente aucune perméabilité en grande quantité.

II.2.2 Echelle de site :

Les caractéristiques mécaniques des fondations sont déterminées en analysant les essais de laboratoire réalisés pendant les deux étapes de l'étude. Tableau ci-dessous récapitule les critères géotechniques sélectionnés pour les calculs :

Tableau II.1 : Extrait de la carte géologique de Bejaia (Ech : 1/50000)

Matériaux	Alluvion	Colluvion	Flysch supérieur	Flysch inférieur
Densité apparente γ (KN/m³)	21	21.7	26.4	26.1
Cohésion non drainée (KPa)	0	50	105	142
Angle de frottement non-drainé (°)	30	10	15.5	19.2

Le bureau d'étude a réalisé les analyses de stabilité en utilisant le logiciel « SLOPE/W » de GeoStudio. Les études de stabilité s'effectuées sur les différentes parties de l'évacuateur de crue. A savoir le seuil, le coursier et le bassin de dissipation, ont révélé l'importance d'utiliser les pentes 1H :1V dans le coursier en cas des situations extrême et pour une charge déversant égale 6m.

Il est essentiel d'avoir une connaissance précise des matériaux usitée pour construire les barrages en terre, tout comme les barrages en béton, il est essentiel du plus grand soin possible lors de l'étude des fondations, car cela a un impact sur le choix du type et du profil de barrage a adapter, ainsi que sur la provision des dispositifs spéciaux appropriés tels que les tapis filtrants.

L'un des bénéfices bien établis des barrages en terre réside dans leur capacité a s'adapter a divers type de sols de fondation, il est donc nécessaire de vérifier la nature des fondations en effectuent quelques sondages pour s'assurer qu'elle ne présentent pas de couches compressibles trop près de la surface.

Le sondage a la tarière sera utilisé pour les petites retenues. Après avoir atteint une hauteur supérieure à 5 à 6 mètres, il est primordial de planifier la visite sur place d'un géologue qui pourra donne une définition précise de la structure des terrains qui constituent la base de l'ouvrage. Concernât les fuites dans les fondations d'un barrage en terre, elles peuvent engendrer un risque de sous-pression et de présence de renards. Les sols constitués d'alluvions perméables favorisent la croissance des renards, il existe donc un risque de destruction complété de l'édifice.

Il est donc crucial d'interpréter les données provenant des études géologiques et géotechniques pour les sols de fondation. Pour l'analyse des bases, il est important de prendre en compte deux aspects :

- Stabilité (détermination des caractéristique mécaniques)
- Etanchéité (calculé du coefficient de perméabilité)

II.2.3 Travaux d'identification :

II.2.3.1 Essai in situ :

a. Travaux de reconnaissance effectuée :

Afin d'évaluer la possibilité, une étude géotechnique initiale a été réalisée. Le projet de barrage implique la collaboration entre GEOTECH NA PROJECTTI SA et le situ du barrage. Allant d'octobre 1999 à mars 2000. Les sondages réalisés ont une plus grande précision. Selo l'emplacement de la variante aval de l'axe de barrage. La première étape de l'étude a été analysée géotechnique par l'entreprise, D'avril à juillet 2005, SGEOMIN. La société SIFOR en effectué l'étude géotechnique de la deuxième étape entre novembre et décembre 2006.

Tableau II.2 Compagne géotechnique de la 1ère et la 2ème phase d'étude

Compagne géotechnique de la première phase de l'étude	Compagne géotechnique de la deuxième phase de l'étude
<ul style="list-style-type: none"> • 7 forages de reconnaissance (sondages carottés) <ul style="list-style-type: none"> • 3 puits • 2 tranchées • 55 essais de perméabilité, de type Lefranc ou Lugeon • Des piézomètres au droit des sondages 	<ul style="list-style-type: none"> • 6 sondages carotté de reconnaissance <ul style="list-style-type: none"> • 3 sondages pressiométriques • Des tubes piézométriques ont été installés dans les sondages de reconnaissance • 41 essais de perméabilité Lugeon ou Lefranc

b. Perméabilité a la fondation :

La substratum pélitique a été investigué avec des essais de perméabilité a plusieurs profondeurs des enquêtes, leur de l'analyse de la première et de la deuxième phase de l'étude.

-Essai Lugeon :

Les conclusions des expériences Lugeon, réaliser dans les flysch sont résumé comme suit :

- Concernant la rive gauche, en dehors d'une seule exception a environ 34-39 mètres, les valeurs sont similaires. Toutes les unités de Lugeon tombent a moins de 5, à partir d'une profondeur de 31 mètres, le Lugeons. On peut considérer que la rive gauche est de faible perméabilité à partir de 31 mètres approximativement. Toutefois, le voile d'injection pourrait être prolongé jusqu'à 40 m de profondeur en rive gauche, pour être du côté de sécurité.

- La rive droit peut être considérer de faible perméabilité (perméabilité Lugeon inferieur a 5) à partir d'une profondeur approximative de 31m, à part les passages gréseux, calcaireux, sableux, terreux ou bien très fragmentés. Ces passages semblent être fréquents dans cette rive, même des profondeurs élevées, et donc il vaut mieux prévoir un voile d'étanchéité.

- Relativement plus profond que dans les autres endroits (rive gauche et fond de l'oued). Une profondeur de 50 m pourrait être suggérée, le substratum de faible perméabilité début au de l'oued une profondeur de 23 mètres. Environ, a l'exception d'une légère exception qui s'élevé à 5 unités Lugeons autour de 32-36,8 m de profondeur. De la même manière que pour la rive gauche, le voile d'injection on pourrait être utilisé. Prolongée jusqu'à 35-38 m de profondeur, pour être de côté du sécurit.

-Essai Lefranc :

Onze essais Lefranc ont été effectués pour évaluer les colluvions, avec des profondeurs allant à 3 m jusqu'à 9 m. il y'a une variation de perméabilités obtenues, allant de $4.86 \cdot 10^{-4}$ cm/s à $7.84 \cdot 10^{-2}$ cm/s, avec une précision de 2% et une vitesse moyenne de 0.01 cm/s, la perméabilité augmente avec la profondeur, ce qui suggère que la perméabilité des colluvions peut varier.

Huit essais Lefranc ont été effectués pour les alluvions, avec des profondeurs variant de 3m à 15m. Les perméabilités obtenues fluctuent de $4.86 \cdot 10^{-4}$ cm/s à 2.70 cm/s, avec une moyenne de 0,41 cm/s. La perméabilité a tendance à diminuer à mesure que profondeur augmente, avec une diminution de la perméabilité.

Six essais Lefranc ont été effectués pour l'unité supérieur de flysch, avec des profondeurs variant de 9m à 12m. Les perméabilités obtenues fluctuent de $5,72 \cdot 10^{-4}$ cm/s à $1.65 \cdot 10^{-3}$ cm/s, avec une moyenne de $8.5 \cdot 10^{-4}$ cm/s. Ainsi, la partie supérieure de flysch se distingue par une perméabilité moyenne. La perméabilité fluctue en fonction de la profondeur et ne semble pas diminuer avec cette dernière.

Huit essais Lefranc ont été effectués pour l'unité inférieur du flysch, avec des profondeurs allant de 6m à 32m. les perméabilités obtenues fluctuent de $7.48 \cdot 10^{-4}$ cm/s à 0.46 cm/s, cette dernière valeur étant involontaire, avec une moyenne de $1.31 \cdot 10^{-2}$ cm/s si l'on exclut cette précision. Ainsi, la partie inférieur du flysch se distingue par une perméabilité moyenne et qui varie en fonction de la profondeur.

-Essai de Percolation :

Dans la partie supérieure du flysch, trois essais de percolation ont été réalisés, deux en rive gauche (puits PT6 et PT7), et un essai en rive droite (puits PT4).

Les taux de percolation obtenus sont similaires et fluctuent entre 0.187006 m³/m²/h et 0.207527 m³/m²/h, avec une moyenne de 0.195796 m³/m²/h. cela correspond à une perméabilité moyenne en cm/s qui s'élève à $5.44 \cdot 10^{-3}$ cm/s. ces valeurs suggèrent que l'unité supérieur du flysch présente une perméabilité modérée.

a. Voile d'étanchéité et Galerie d'injection :

On excavera les colluvions superficielles jusqu'à une profondeur de 3 mètres sous l'entreprise du barrage. Une couche de colluvions restante est excavée sous le noyau afin de traverser la galerie d'injection et de l'encastrent dans le flysch. Un écran d'étanchéité est prévu dans la fondation pour intercepter les horizons perméables en profondeur, jusqu'à niveau de faible perméabilité, afin de diminuer le volume d'infiltration sous le barrage en phase d'exploitation. En outre, il est recommandé d'effectuer des injections de consolidation (injection de peau) de chaque côté de la galerie d'injection, afin de renforcer le flysch altéré en contact avec le noyau du barrage composé de remblai argileux, tout en améliorant son étanchéité.

Un écran d'étanchéité sera également nécessaire pour le batardeau amont afin de préserver les travaux principaux et de limiter les infiltrations d'eau à travers les colluvions/ alluvions lors de la construction de l'écran d'étanchéité principal. En ce qui concerne les travaux d'excavation de la galerie d'injection, il sera prévu de préserver les pentes de l'excavation en utilisant du béton projeté, tandis que le fond de l'excavation sera recouvert d'une couche de béton de propreté. Il sera nécessaire de stabiliser les blocs instables en utilisant des boulons.

II.2.3.2 Essais au laboratoire :

Des essais de laboratoire ont été effectués sur les échantillons de carottes prélevés des sondages (essais d'identification physiques, mécaniques et chimiques).

Caractéristique physique :

Couverture colluviale et alluviale :

Couverture colluviale :

- La couverture de colluvions varie de 27.4 à 48.6% en termes de liquidité, avec une moyenne de 38.7%.
- La plasticité de colluvion peut varier de 10.7 à 25.4%, avec une moyenne de 17.8%.
- Le taux de cohérence oscille entre 0.7% et 1.9%, avec une moyenne de 1.5%.
- Les colluvions renferment une quantité d'eau allant de 1.63 à 18.8%, avec une moyenne de 8.93%.
- L'échantillon présente une densité apparente de 2.17 g/cm³.
- L'échantillon présente une densité séchée de 2.03 g/cm³.

La couche alluviale :

- Les alluvions contiennent une quantité d'eau allant de 0.22% à 10.44%, avec une moyenne de 3.77%.
- L'apparente densité oscille entre 2.44 et 2.65 g/cm³, avec une moyenne de 2.55 g/cm³.
- La densité séchée fluctue de 2.43 à 2.65 g/cm³, avec une moyenne de 2.54 g/cm³.
- Les blocs d'alluvions ont une résistance à la compression simple allant de 296 à 358 bars, avec une moyenne de 327 bars.
- Un échantillon d'alluvions contient 5% de carbonates de calcium

Caractéristique mécanique :

Essai de cisaillement nous donne des informations sur la solidité et l'angle de friction.

II.2.4 La zone d'emprunt matériaux de construction :

La détermination des zones d'emprunt joue un rôle crucial dans le projet, car cela déterminera les caractéristiques de l'ouvrage. Il a été observé que l'un des éléments pour sélectionner le site est la présence et la proximité de matériaux appropriés, de qualité et en quantité adéquates. Le coût de la construction augmente considérablement lorsque les matériaux sont transportés à une distance acceptable, même dans le cas de petits barrages. La distance maximale de 1km.

L'objectif de l'analyse géotechnique des zones d'emprunt est de :

- Identifier les matériaux adaptés à la zone de construction parmi les divers échantillons prélevés dans les zones d'emprunt situées.
- Analyser les caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux actuellement disponibles.

Les prélèvements des échantillons sont soumis à des tests de laboratoire de mécanique des sols concernant :

1. Les sols sont identifiés et classés en fonction de : granulométrie, teneur en eau, limites d'Atterberg, les densités.
2. Evaluations mécaniques : le processus de compactage (Essai de compactage ou essai PROCTOR), réaliser un essai de cisaillement direct ou triaxial.
3. La capacité de perméabilité.
4. Test chimique : concentration de gypse.
5. Etude géophysique.

Suite à l'analyse des zones, on peut identifier ces matériaux utilisés pour construire le barrage :

- Les alluvions d'oued/ les colluvions des versants.
- Argile
- Flysch de la cuvette
- Enrochement calcaire de Toudja

III.3 Sismicité :

III.3.1 Etude sismique :

La méthode habituelle pour l'analyse sismique des barrages, en se basent sur les recommandations du bulletin ICOLD N°72, consiste à évaluer la sécurité du barrage pour deux tremblements de terre représentatifs à savoir :

- SBE – le Séisme d'Exploitation de Base (OBE en anglais)
- SMD – le Séisme de dimensionnement maximal (MCE en anglais)

En aout 2006, le rapport géologique intitulé « Géologie du barrage d'Azib Timizar et de la cuvette » présente une analyse approfondie de l'analyse sismique effectué sur le site du barrage.

En se réfèrent aux informations géologiques, tectonique et sismiques examinées dans cette étude, il est possible de conclure que la région où se trouve le barrage présente une activité sismique modérée.

Le poids d'exploitation est de 0.125g, ce qui a généralement une durée de retour de plus de 200 ans. Il est recommandé d'avoir une accélération horizontale de pointe du sol de 20g pour un SMD (ou séisme maximal de dimensionnement), en se basent sur une approche déterministe et en supposant qu'un tremblement de terre d'une intensité de 5.4 peut se produire à 5 km au Nord de site.

R.P.A 99 fournit la coefficient d'accélération de la zone notée « A » en fonction de groupe d'utilisation de l'ouvrage et y est calculé à partir d'une méthode probabilistique basée sur des cartes d'iso-accélération déduites de la sismicité historique de l'Algérie.

La mise en pratique de cette méthode repose sur la détermination de l'accélération appelée « dommage » en utilisant des hypothèses pour les différents groupes d'utilisation (1, 2, 3, respectivement) et la période de retour (500, 100, 50).

Tableau II.3 Accélération des séismes SBE et SMD

De la même manière, notre barrage Azib Timizar – wilaya Bejaia se trouve dans la zone « II »,

Approche	Accélération horizontale	Hypothèse
Probabilité – SBE	0.125g	Période de retour de plus de 200 ans
Déterministe – SMD	0.20g	Un tremblement de terre ayant une intensité de (Ms) 5,4 peut avoir lieu à 5 km au Nord du site

une zone reconnue pour son activité sismique intense selon les R.P.A (Règle Parasismique Algérienne). Ce barrage joue un rôle crucial dans la communauté et donc classé dans le groupe d'utilisation 1B selon le règlement R.P.A(Tableau II.3). Ainsi, le bâtiment en question se trouve à un degré d'utilisation de 1B et fait partie de la zone sismique II.

Tableau II.4 Coefficient d'accélération sismique

Classification de l'ouvrage selon leur importance	Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Zone IV
Ouvrage d'importance vitale	1A	0.15	0.25	0.30	0.40	0.50
Ouvrages d'une grande importance	1B	0.12	0.20	0.25	0.30	0.4
Ouvrage courant	2	0.10	0.15	0.20	0.25	0.3
Ouvrage de faible importance	3	0.07	0.10	0.14	0.18	0.25

Selon les réglemens parasismiques algérien RPA/2003, notre construction revêt une importance capitale et se situe dans la zone II-a. selon le tableau précédent on peut tirer les conclusions suivantes :

- Le taux d'accélération sismique est de 0.20
- IL y a donc une accélération sismique de : $A_s = \alpha * g = 0.2 * 9.81 = 1.962 \text{ m/s}^2$.

Conclusion :

Grâce aux travaux de reconnaissance et aux analyses réalisées, nous pouvons conclure que toutes les conditions géologiques et géotechniques sont propices à la construction d'un barrage sur le site du barrage Azib Timizar wilaya de béjaia.

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction :

L'hydrologie est une discipline scientifique qui explore la phase de cycle de l'eau qui commence lorsque celle-ci atteint la surface de la terre. Les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines font partie de cela (Roche, 1963) il s'agit d'une discipline spécifique car elle ressemble diverses sciences fondamentales très variées et vise à résoudre le problème lié à la disponibilité de l'eau.

Ainsi, l'analyse de revêt d'une grande importance pour la construction d'un projet hydrotechnique. L'objectif de ce chapitre est donc d'identifier les caractéristiques hydrologiques principales de la zone d'étude, après avoir délimité le bassin versant de « oued Flidou », en utilisant le logiciel ArcGIS.

Dans un premier temps, nous allons évaluer les caractéristiques géométriques et morphologique du bassin, les caractéristiques climatiques telles que les précipitations, puis évaluer la quantité de liquides disponibles et des apports solides générées. L'étude des crues extrêmes est la partie la plus cruciale : nous allons évaluer les débits de crue en utilisant les formules empiriques et la méthode de GRADEX, pour évaluer le volume utile et les divers hauteurs et cotes de la digue, il est nécessaire de réguler les débits, puis de procéder à un laminage des crues. Et enfin, une recherche d'optimisation afin de choisir une largeur idéale du déversoir.

III.1 Bassin versant :

Le bassin versant est élément fondamental pour évaluer le bilan hydrologique. On le désigne comme la superficie parcourue par un cours d'eau ainsi que ses branches. En général, un cours d'eau se forme dans une région à reliefs et traverse la surface topographique. Les flux se dirigent vers la partie la plus basse du cours d'eau connue sous le nom d'exutoire.

a. Caractéristique morphologique :

Les particularités morphologiques d'une région, ou plus précisément d'un bassin versant, jouent un rôle essentiel dans la détermination des diverses actions du régime hydrologique.

Effectivement, deux cours d'eau voisines présentant les mêmes conditions climatiques, géologiques et des caractéristiques morphologiques distinctes réagissent de manière différente en ce qui concerne le régime d'eaux.

- **Surface et périmètre :**

L'aire correspond à la partie du plan qui se trouve à la ligne de crête ou au contour du bassin. On peut la mesurer soit à l'aide d'un planimètre, soit en utilisant la méthode des petites carrés, et elle est généralement exprimée en kilomètres carrés. Alors que le périmètre correspond à la distance, habituellement représentée en kilomètres, de la ligne de contour de bassin ; sa mesure est réalisée en utilisant un curvimètre. Dans certaines situations, il est possible de dessiner le périmètre stylisé du bassin en lissant son contour.

Le bassin d'Oued Flidou couvre une étendue de 60.43 km², avec une ligne de partage des eaux qui représente son périmètre, qui est estimé à 34.46 km (selon les données du logiciel ArcGIS).

- **Longueur de thalweg principale :**

La longueur de thalweg principale a pour valeur : $L_{cp}=12.21$ km

b. Caractéristique géométrique :

• **Indice de compacité de HORTON (K_H) :**

L'indice de compacité de Horton est déterminé en divisant la largeur moyenne du bassin versant par la longueur du cours d'eau principal. Ce calcul s'exprime par l'équation suivante :

$$K_H = \frac{A}{L^2} \dots\dots\dots (III.1)$$

Avec :

K_h : Indice de compacité de Horton.

A : Air totale de bassin de drainage (km²).

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

Pour :	K _h < 1	➡	bassin de forme allongée
	K _h > 1	➡	bassin de forme ramassée

• **Indice de compacité de Gravilius :**

Dans une étude menée par M. GRAVILIUS (Loaborde 2000), il a été constaté que la forme de bassin influence le comportement de l'écoulement de surface. La forme peut être définie par un paramètre appelé indice de compacité (K_c), également appelé indice de forme, qui est simplement le rapport entre le périmètre P (en km) et le périmètre d'un cercle d'égale surface A (en km²) :

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} \approx 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}} \dots\dots\dots (III.2)$$

Avec :

A : Superficie de bassin (km²).

P : Périmètre de bassin (km).

K_c : Indice de compacité de Gravilius.

Pour :	K _c = 1	➡	bassin compactée
	1 < K _c < 1,3	➡	bassin moins compacté
	K _c > 1,3	➡	bassin allongé

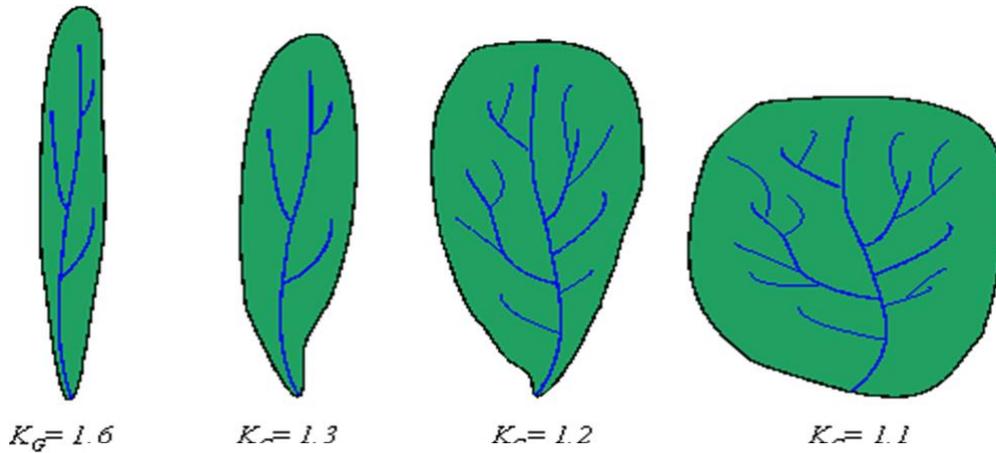


Figure III.1 Différents types de BV selon le coefficient de Gravelius Kc.

Plus le Kc étendu, plus le bassin versant sera étendu, ce qui entrainera une augmentation de temps nécessaire pour qu’une goutte d’eau atteigne le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour atteindre l’exutoire, ce qui entrainera une moins grande crue. Ainsi, l’indice de compacité dépend de manière proportionnelle de temps de concentration Tc.

Dans notre situation, le bassin versant se distingue par un Kc= 1.24 même s’il présente une forme

• **Rectangle équivalent :**

Le rectangle de Gravelius, également connu sous le nom de rectangle équivalent, est une approche qui permet d’assimiler le bassin a un rectangle ayant le même indice de compacité et la même hypsométrie que le bassin étudié. Il permet de comparer les bassins versants en ce qui concerne leur écoulement.

Le périmètre et la surface du rectangle se situent de manière respective :

$$P= 2(L+l) \quad \text{et} \quad S= L.l \dots\dots\dots \text{(III.3)}$$

La longueur L et la largeur l en km sont donnée par la résolution de P et S :

$$Kc=0.282 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots \text{(III.4)}$$

De et on obtient une équation de 2^{ème} degré admet deux solutions L et l :

$$L = \frac{Kc \sqrt{A}}{1.12} \left\{ 1 + \sqrt{1 - \left\{ \frac{1.12}{Kc} \right\}^2} \right\} \quad \text{Et} \quad l = \frac{Kc \sqrt{A}}{1.12} \left\{ 1 - \sqrt{1 - \left\{ \frac{1.12}{Kc} \right\}^2} \right\} \dots\dots\dots \text{(III.5)}$$

« L » et « l » : la longueur et la largeur de rectangle (km)

A : la surface du bassin versant (km²)

Kc : l’indice de compacité.

- **Coefficient d'allongement :**

$$Ca = \frac{L_{cp}^2}{S} \dots\dots\dots (III.6)$$

Avec :

L_{cp} : la longueur de thalweg principale (km)

S : Surface de bassin versant (km²).

L'augmentation de Ca entraîne un allongement de bassin versant, une augmentation de temps de concentration (le temps nécessaire pour une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloignée en amont de bassin versant pour atteindre l'exutoire), et une diminution de la crue.

Tableau III.1 : les paramètres hydro morphométriques de bassin versant d'oued Flidou

Désignation		Symbole	Unité	Valeur
Superficie		S	Km ²	60.43
Périmètres		P	Km	34.46
Indice de compacité de Gravilius		K _c	/	1.24
Longueur de thalweg principal		L _{cp}	Km	12.21
Coefficient d'allongement		C _a	/	2.47
Indice de compacité de Horton		K _h	/	0.41
Rectangle équivalent	Longueur	L	Km	12.09
	Largeur	l	Km	4.9

III.1.2 Etude de relief :

a. Paramètre de relief :

Dans notre situation particulière, le relief joue un rôle crucial dans la configuration de l'hydrogramme de crue. Une pente importante entraîne une circulation plus rapide, donc un temps de concentration plus court, ce qui entraîne une montée plus rapide de la crue. Son étude est particulièrement importante en raison distribution altimétrique de terrain à travers une courbe dite hypsométrique.

- **Courbe hypsométrique :**

La courbe hypsométrique donne une représentation graphique de la pente de bassin, c'est-à-dire de relief. Ce schéma illustre la distribution de la surface du bassin versant en fonction de son niveau d'altitude. Elle représente en abscisse la surface (ou le pourcentage de la surface) du bassin situé au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude indiquée en ordonnée. Nous avons calculé notre courbe hypsométrique en utilisant un logiciel de SIG. C'est donc le volume de bassin ou le pourcentage de surface au-delà d'une certaine altitude. On a déterminé cette dernière en utilisant les résultats des calculs de la répartition de bassin versant en fonction de différentes tranches d'altitudes. Le tableau et la figure résumant les résultats obtenus.

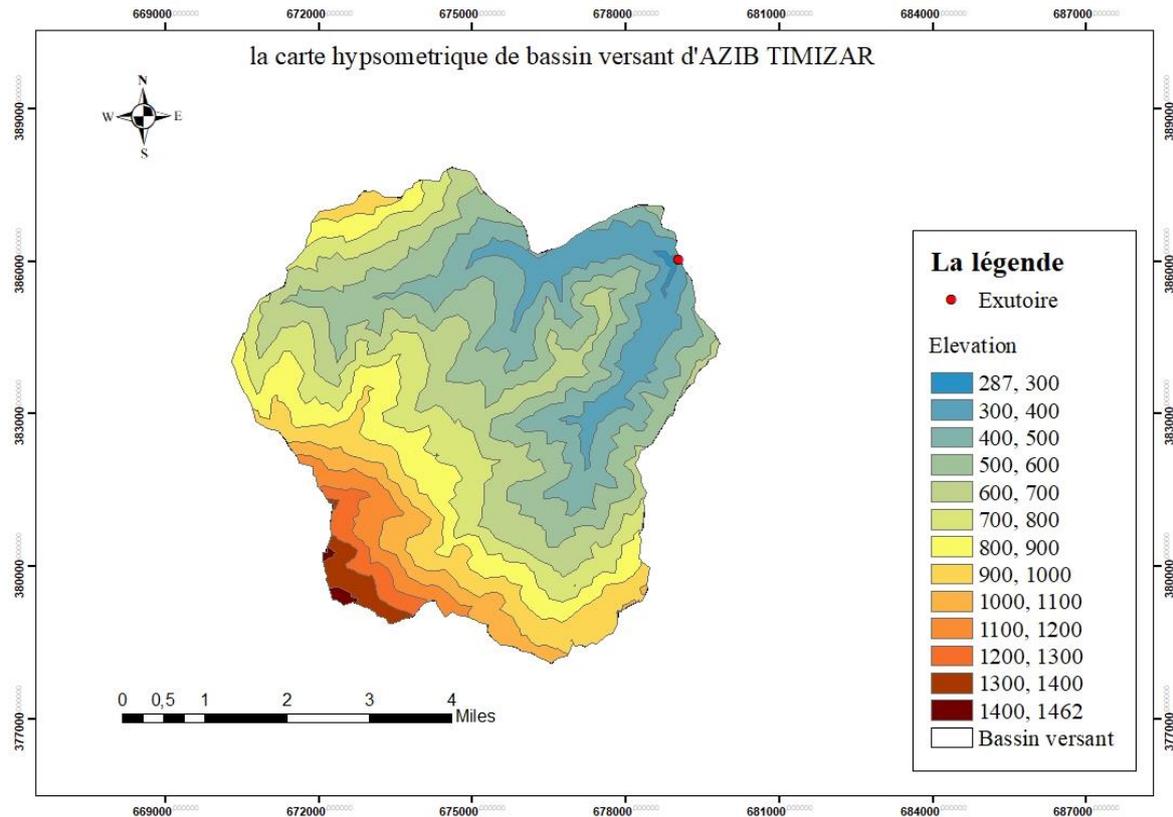


Figure III.1 : Carte hypsométrique de bassin versant d’oued Flidou (source ArcGIS).

Il a été utilisé le logiciel ArcGIS pour obtenir la répartition des surfaces élémentaires et leur cumul en fonction des altitudes. On peut consulter les résultats obtenus dans le tableau III.1.

Tableau III.2 : Coordonnées de la courbe hypsométrique.

Elévation	Elévation moyenne (m NGA)	Surface		Cumul		Hi*Si
		S(km ²)	%	S(km ²)	%	
1462-1400	1431	0.15	0.26	0.2	0.3	221.3
1400-1300	1350	0.94	1.56	1.1	1.8	1269.7
1300-1200	1250	1.22	2.02	2.3	3.8	1526.4
1200-1100	1150	1.85	3.06	4.2	6.9	2127.3
1100-1000	1050	2.69	4.45	6.9	11.3	2820.6
1000-900	950	5.1	8.44	12	19.8	4846.6
900-800	850	6.52	10.88	18.5	30.6	5540.7
800-700	750	7.51	12.42	26	43	5628.8
700-600	650	9.99	16.53	36	59.5	6496
600-500	550	11.36	18.8	47.3	78.3	6248.3
500-400	450	8.35	13.83	55.7	92.2	3761.9
400-300	350	4.61	7.62	60.3	99.8	1612.9
300-287	293.5	0.13	0.21	60.43	100	37.3

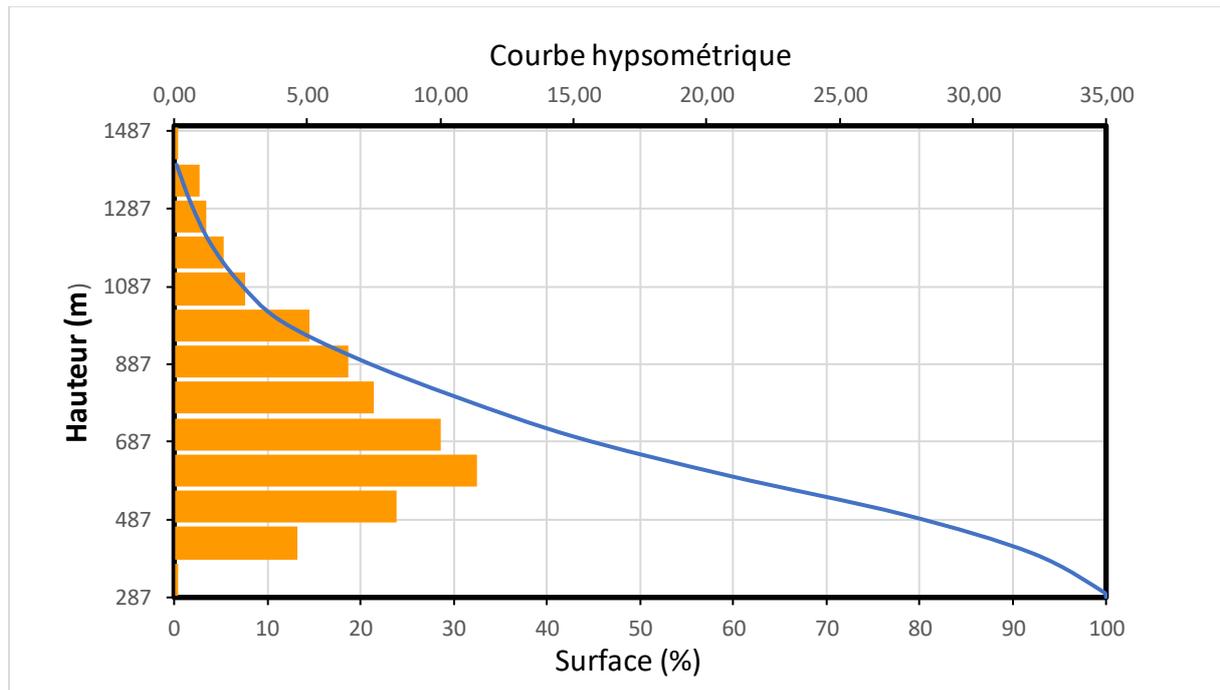


Figure III.2 : Courbe hypsométrique de bassin versant d'Azib Timizar.

Les principales caractéristiques altimétriques correspondent à :

1. L'altitude maximale et minimale ($H_{max}-H_{min}$) :

Ces données sont directement tirées de cartes topographiques. L'altitude supérieure correspond au point le plus haut du bassin, tandis que l'altitude inférieure correspond au point le plus bas habituellement à l'exutoire. Ces deux données sont particulièrement cruciales leur de l'élaboration de certaines relations impliquant des variables climatiques comme les températures et les précipitations.

2. L'altitude moyenne (H_{moy}) :

Il correspond à la somme des surfaces élémentaires multipliées par l'altitude moyenne correspondante et à la surface totale du bassin versant (A).

$$H_{moy} = \sum \frac{a_i \cdot h_i}{A} \dots\dots\dots (III.7)$$

h_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau en (m).

a_i : Surface élémentaire entre deux courbes de niveau en (km²).

A : surface de bassin versant en (km²).

3. L'altitude médiane « $H_{5\%}$ » :

Il s'agit du point qui représente 5% de la surface totale sur la courbe hypsométrique.

4. L'altitude médiane « $H_{50\%}$ » :

Le point qui correspond à 50 % de la surface totale sur la courbe hypsométrique est projeté.

5. L'altitude médiane « H_{95%} » :

Il s'agit de la projection du point qui représente 95% de la surface totale sur le diagramme hypsométrique.

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Caractéristiques altimétriques du bassin versant.

Altitude	Valeur
H _{max}	1462
H _{min}	287
H _{moy}	697.3
H _{5%}	1155
H _{50%}	670
H _{95%}	331

• Les indices de pente :

Ces indices visent à identifier les pentes d'un bassin et à faciliter les comparaisons et les classifications. Elles sont aussi utilisées pour quantifier les vitesses des écoulements superficiels.

○ Pente de bassin versant (I_{BV}) :

$$I_{BV} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L_{cp}} \dots \dots \dots (III.8)$$

H_{max} et H_{min} : hauteur maximale et minimale (m).

L_{cp} : longueur de talweg (km).

○ Pente moyenne de bassin versant (I_m) :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + \dots + 0.5L_n)}{S_{bv}} \dots \dots \dots (III.9)$$

Avec :

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

L₁, L₂,, L_n : Les longueur des courbes de niveaux (km).

S_{BV} : Superficie du bassin versant (km²).

○ Indice de pente de roche :

La pente moyenne peut être calculer en utilisant l'indice de pente I_p de M. Roche en se basent sur les données réelles du bassin versant.

I_p est donné par la formule :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L_r}} \sum_{i=1}^n \sqrt{(S_i \cdot H_i)} \dots\dots\dots (III.10)$$

Avec :

I_p : Indice de pente de Roche.

L_r : Longueur de rectangle équivalent (m).

S_i : Surface partielle (%) comprise entre deux courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1} .

○ **Indice de pente moyenne (I_{pm}) :**

La pente moyenne de la rivière influence la vitesse à laquelle l'eau atteint l'exutoire de bassin, ce qui entraîne le temps de concentration. L'impact de cette variable sur le débit observé est donc important. Une pente élevée encourage et accélère le débit superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle qui permet à l'eau de s'infiltrer lentement, dans le sol entièrement ou en partie.

Les pentes moyennes et partielles des cours d'eau sont déterminées en se basant sur le profil longitudinal du cours d'eau principal et de ses alluvions. Le calcul de la pente longitudinale du cours d'eau est le plus souvent effectué en divisant la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur dans son ensemble.

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L_r} \dots\dots\dots (III.12)$$

Avec :

H_{min} et H_{max} : altitude minimale et maximale (m).

L_r : Longueur du rectangle équivalent (km).

○ **Indice de pente globale (I_g) :**

Cependant, étant donné que l'indice de Roche est trop long pour des études rapides, un indice encore plus simple a été suggéré : l'indice de pente globale. Il correspond à la pente moyenne de 90% du bassin, calculée à partir de la courbe hypsométrique, avec la dénivelée (D) entre les altitudes $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$.

$$I_g = \frac{D}{L_r} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_r} \dots\dots\dots (III.13)$$

Avec :

$H_{5\%}$: Altitude de fréquence correspondante au 5% de la surface total (m).

$H_{95\%}$: Altitude de fréquence correspondante au 95% de la surface total (m).

L_r : Longueur du rectangle équivalent (km).

Tableau III.4 Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global.

Relief	Valeur de I_g
Relief très faible	$I_g < 0.002$
Relief faible	$0.002 < I_g < 0.005$
Relief assez faible	$0.005 < I_g < 0.01$
Relief modéré	$0.01 < I_g < 0.02$
Relief assez fort	$0.02 < I_g < 0.05$
Relief fort	$0.05 < I_g < 0.1$
Relief très fort	$0.1 < I_g$

- **La dénivelée spécifique D_s :**

Lorsque la surface augmente, l'indice I_g diminue pour un même bassin, ce qui rend difficile la comparaison entre des bassins de tailles différentes. La dénivelée particulière « D_s » permet d'appliquer la classification de l'O.R.S.T.O.M. (tableau 5) qui permet de déterminer les diverses catégories de relief des bassins versants, peu importe leur superficie. On définit la dénivelée spécifique de la manière suivante.

La formule suivante fournit une présentation générale du relief du bassin, à savoir la dénivelée spécifique.

$$D_s = I_g \times \sqrt{A} = D_s \cdot \sqrt{\frac{I}{Lr}} \dots \dots \dots \text{(III.14)}$$

Tableau III.5 Classification des reliefs d'après l'O.R.S.T.O.M.

Classe	Intervalle	Type de relief
R1	$D_s < 10$	Relief très faible
R2	$10 < D_s < 25$	Relief faible
R3	$25 < D_s < 50$	Relief assez faible
R4	$50 < D_s < 100$	Relief modéré
R5	$100 < D_s < 250$	Relief assez fort
R6	$250 < D_s < 500$	Relief fort
R7	$D_s > 500$	Relief très fort

L'O.R.S.T.O.M : office français de recherche scientifique et technique outre-mer, devenu en 1984 institut française de recherche scientifique pour le développement en coopération et en 1998 institut de recherche pour le développement (I.R.D).

Les résultats des analyses sont enregistrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.6 Résultats de calculs des pentes et la dénivelée spécifique du bassin versant.

Paramètres	Symboles	Unités	Valeur
Pente de bassin versant	I_{BV}	m/km	96,23
Pente moyenne de bassin versant	I_m	m/km	292,02
Indice de pente de Roche	I_p	%	0,16
Indice de pente moyenne	I_{pm}	m/km	97,18
Indice de pente globale	I_g	m/km	68,16
Dénivelée spécifique	D_s	m	524,26

Relief	/	/	Très fort
--------	---	---	-----------

III.2 Etude de réseau hydrographique :

III.2.1 Caractéristique de réseau hydrographique :

Les affluents les plus importants d'un fleuve sont alimentés par des affluents de second ordre, et ainsi de suite, jusqu'aux ruisselets et petites cours d'eau de tête u bassin, fortement le chevelu hydrographique des bassins versants. Plusieurs paramètres sont à prendre en compte pour décrire en réseau hydrographique.

- **Hiérarchisation du réseau :**

La ramification d'un cours d'eau est déterminée par un système de numérotation destiné à chaque tronçon du cours d'eau en fonction de sa gravité. En fonction de la topologie de Schumm Strahler (1957).

-Chaque cours d'eau qui n'a pas d'affluent est classé en 1. Le cours d'eau résultant est d'ordre $n+1$ au confluent de deux cours d'eau de même ordre n .

-La rivière qui se forme à la confluence de deux rivières d'ordre différent prend l'ordre du plus haut des deux.

Un bassin versant situer à l'ordre du cours d'eau le plus élevé, c'est-à-dire a l'exutoire.

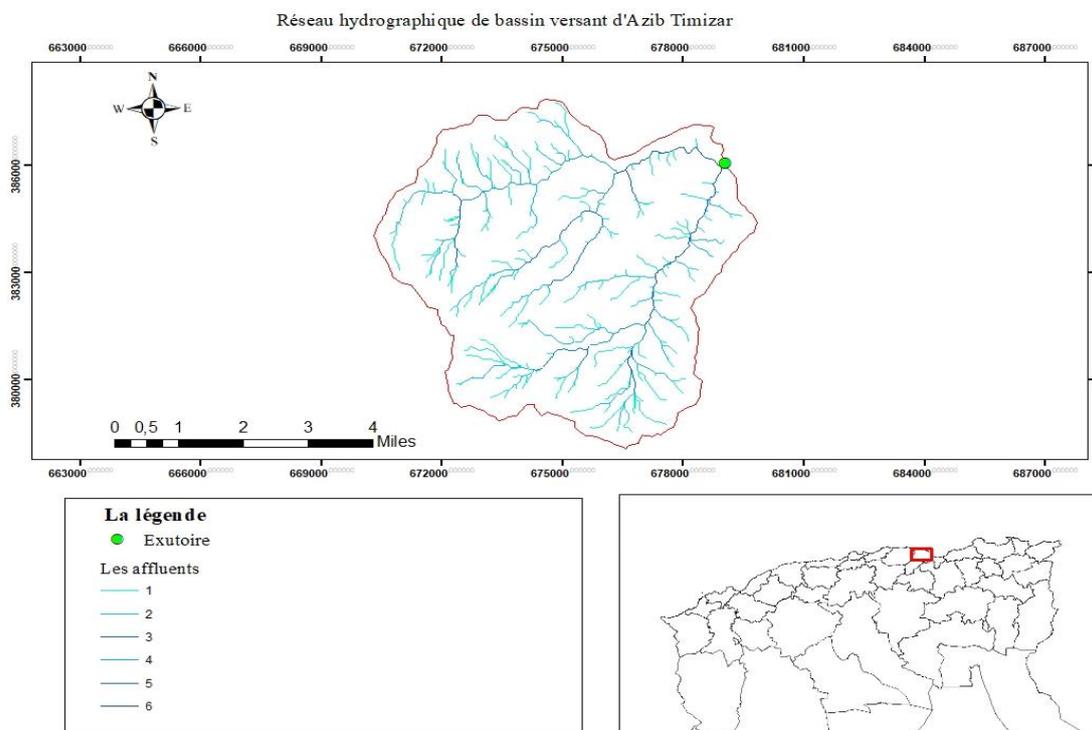


Figure III.3 Réseau hydrographique de bassin versant.

III.2.2 Paramètres hydrographiques

III.2.2.1 Densité de drainage (Dd) :

La densité de drainage est l'écart entre la longueur totale de tous les cours d'eau et la superficie du bassin versant correspondant. La valeur de cette dernière témoigne de la dynamique du bassin, une valeur élevée suggérerait un réseau hydrographique relativement dense et capable de répondre rapidement à toute pluie.

La valeur est donnée en km/km² et calculée selon la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n l_i}{A} \dots\dots\dots \text{(III.15)}$$

Avec :

D_d : Densité de drainage en km/km²

$\sum_{i=1}^n l_i$: longueur totale de tous les thalwegs du bassin (km)

N : L'ordre le plus élevé dans la classification ($n=5$).

A : Superficie de bassin versant.

La densité de drainage représente deux formes différentes de drainage :

-Densité de drainage permanente (D_{dp}) : représente les thalwegs qui coulent en permanence :

$$D_{dp} = \frac{\sum_{i=1}^n l_{ip}}{A} \dots\dots\dots \text{(III.16)}$$

L_{ip} : Longueur des oueds permanents.

-Densité de drainage temporaire (D_{dt}) représente les thalwegs qui coulent temporairement :

$$D_{dt} = \frac{\sum_{i=1}^n l_{it}}{A} \dots\dots\dots \text{(III.17)}$$

L_{it} : Longueur des oueds temporaires.

III.2.2.2 Profil en long :

Nous pouvons évaluer la pente moyenne d'un cours d'eau en observant son profil. Cette pente est indisponible pour évaluer le temps de concentration du bassin.

III.2.2.3 La densité hydrographique des thalwegs élémentaires :

La densité hydrographique correspond au nombre d'écoulement par unité de surface.

$$F_1 = \frac{\sum N_1}{S} \dots\dots\dots \text{(III.18)}$$

Avec :

F_1 : Densité hydrographique.

N_1 : Nombre de cours d'eau d'ordre 1.

S : Superficie du bassin versant (km²).

III.2.2.4 Le coefficient de torrentialité (Ct) :

Il est donné par l'équation suivant :

$$C_t = D_d \cdot F \dots\dots\dots (III.19)$$

Avec :

D_d : Densité de drainage.

F : Densité hydrographique.

III.2.2.5 Temps de concentration :

Selon les formules empiriques, le temps de concentration est le plus souvent estimé. Le temps maximum nécessaire pour que la goutte traverse tout le bassin versant jusqu'à l'extrémité de ce bassin est définie en théorie. Dans les méthodes hydrographiques, le temps de concentration est généralement défini comme la période entre la fin de la pluie nette et la fin de ruissèlement direct. En pratique, il est difficile de mesurer cette grandeur. Il existe plusieurs formules d'usage courant, certaines relativement vieilles comme la formule de Kirpich qui date de 1940 et a été élaborée à la suite des crues qui ont frappé le nord-est des Etats-Unis en 1936 (Folmar et al, 2007).

Les méthodes et les formules employées témoignent d'une spécificité régionale, exprimée par des paramètres spécifiques à la région où ces formules sont élaborées. Il est généralement nécessaire de sélectionner la formule qui correspond le mieux au type de bassin versant à analyser, et celle qui nous paraît la plus appropriée est élaborée dans les conditions physico-géographiques comparables à celle de la partie nord de l'Algérie. On peut estimer le temps de concentration, en utilisant les formules empiriques suivantes :

- **Formule de KIRPICH :**

Cette approche convient aux bassins versants d'une superficie comprise entre 0,4 ha et 81 ha, avec des sols argileux et une pente moyenne comprise entre 3 % et 10 % respectivement. On calcule alors le temps de concentration en utilisant l'équation suivante :

$$T_c = 0.0663 \cdot \frac{Lcp^{0.77}}{I_g^{0.385}} \dots\dots\dots (III.20)$$

Avec :

T_c : Temps de concentration (h).

L_{cp} : Longueur de cours d'eau principal (m).

I_g : Indice de pente globale (%).

- **Formule de GIANDOTTI (sud Italie 1937)**

Est donnée par :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (III.21)$$

Avec :

Tc : Temps de concentration (h).

Lcp : Longueur de cours d'eau principal (km).

S : Surface du bassin versant (km²).

Hmoy : Altitude moyenne du bassin versant (m).

Hmin : Altitude minimale du bassin versant (m).

• **Formule de TURAZZA :**

$$T_c = 0.108 \frac{\sqrt[3]{S \cdot L_{cp}}}{\sqrt{I_{pm}}} \dots\dots\dots (III.22)$$

Avec :

Tc : Temps de concentration (h)

S : Surface du bassin versant (km²)

Lcp : Longueur de cours d'eau principal (km)

Ipm : Pente moyenne de cours d'eau (m/m).

• **Formule ESPAGNOLE :**

Est donné par ma formule :

$$T_c = 0.126 \times 60 \cdot \left(\frac{L_{cp}}{I_{pm}^{0.25}} \right)^{0.76} \dots\dots\dots (III.23)$$

Avec :

Tc : Temps de concentration (h)

Lcp : Longueur du cours d'eau principal (km)

Ipm : Pente moyenne du cours d'eau principal (m/m).

• **Choix de temps de concentration :**

Le tableau ci-dessous présente un résumé des résultats des calculs du temps de concentration obtenus à l'aide des différentes formules :

Tableau III.7 Le temps de concentration.

Formules utilisées	Temps de concentration en heure
--------------------	---------------------------------

KIRPICH	1.37
GIANDOTTI	2.4
TURAZZA	1.29
ESPAGNOLE	1.35

Les formulations employées sont celles qui sont recommandées pour le Nord algérien, elles nous fournissent des résultats variés, et la valeur de temps de concentration choisie est la valeur maximale des valeurs approches. Nous avons supprimé les valeurs extrêmes très grandes ou très petites afin de ne conserver que les valeurs du centre.

Formules utilisées	Temps de concentration en heure
KIRPICH	1.37
ESPAGNOLE	1.35
TURAZZA	1.29

Donc, on prend la valeur qui est estimée par la formule de KIRPICH qui est recommandée pour les grande bassins versants $T_c = 1.37$

III.2.2.6 Vitesse de ruissellement :

Le ruissellement désigne le déplacement par gravité a la surface du sol, en fonction de la pente de terrain et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météorologiques qui ont échappé à l'infiltration, a l'évaporation et au stockage direct sur la surface. Il s'agit simplement du rapport entre le temps de concentration et la longueur parcourue.

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} \dots \dots \dots (III.24)$$

Avec :

V_r : Vitesse de ruissellement (km/h)

T_c : Temps de concentration (h)

L_{cp} : Longueur de thalweg principal (km).

Les résultats des paramètres hydrographiques sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.8 Paramètres hydrographique d'Oued Flidou.

Désignation	Symbole	Unités	Valeur
Densité de drainage	D_d	Km/km ²	2.05
Densité hydrographique	F	Km ²	1.70
Coefficient de torrentialité	C_t	/	3.49
Temps de concentration	T_c	Heures	1.37
Vitesse de ruissellement	V_r	Km/h	2.48

Ci-dessus le tableau qui résume les caractéristiques géomorphologiques de notre bassin versant :

Tableau III.9 Caractéristiques géomorphologique du bassin versant.

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	Km ²	60.43
Périmètre		P	Km	34.46
Indice de compacité de Gravelius		Kc	/	1,24
Longueur de thalweg principal		Lcp	/	12,21
Coefficient d'allongement		Ca	/	2,47
Rectangle équivalent	Longueur	L		4.9
	Largeur	L	Km	12,09
Surface de rectangle équivalent		Sr	Km ²	59.24
Périmètre de rectangle équivalent		Pr	Km	16.99
Altitude	Maximale	Hmax	m	1462
	Moyenne	Hmoy	m	697.3
	Minimale	Hmin	m	287
	Médiane 5%	H _{5%}	m	1200
	Médiane 50%	H _{50%}	m	700
	Médiane 95%	H _{95%}	m	400
Pente du bassin versant		I _{BV}	m/km	96.23
Pente moyenne du bassin versant		I _m	%	292.02
Indice de pente de Roche		I _p	%	0.16
Indice de pente moyenne		I _{pm}	m/km	96.23
Indice de pente globale		I _g	m/km	65.52
Dénivelée spécifique		D _s	m	524.26
La somme des longueurs des cours d'eau d'ordre i			km	13.5
Nombre des thalwegs d'ordre 1		N ₁	/	498
Densité de drainage		D _d	m/km	0.224
Densité hydrographique		F	Km ⁻²	8.24
Coefficient de torrentialité		C _t	/	1.85
Temps de concentration		T _c	Heures	1.37
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	2.48

III.3 Caractéristiques climatologiques :

L'objectif de la recherche climatologique est de fournir des informations sur le climat. Les informations requises pour la planification de barrage et des constructions annexes.

Les conditions météorologiques du bassin versant ont un impact significatif sur le fonctionnement hydrologique des cours d'eau. Les éléments influençant le climat sont les suivants :

III.3.1 Température :

En moyenne, la température mensuelle est de 17.2°C. en janvier, la température moyenne est généralement comprise entre 3°C et 2°C, tandis qu'en juillet, elle se situe entre 20°C et 32.5°C. le tableau ci-dessous présente la température moyenne mensuelle calculée sur une base de 18 ans :

Tableau III.10 Répartition mensuelle des températures.

Tableau 1 Répartition mensuelle des températures.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Température Mensuelle (°C)	23°	19°	15°	12°	11°	11°	13°	14.5°	17°	21°	24°	26°

Source A.N.R.H

Il est observé que la température maximale est atteinte en aout (26°) et la température minimale en janvier et en février (11°). En moyenne, la température annuelle est de 17°.

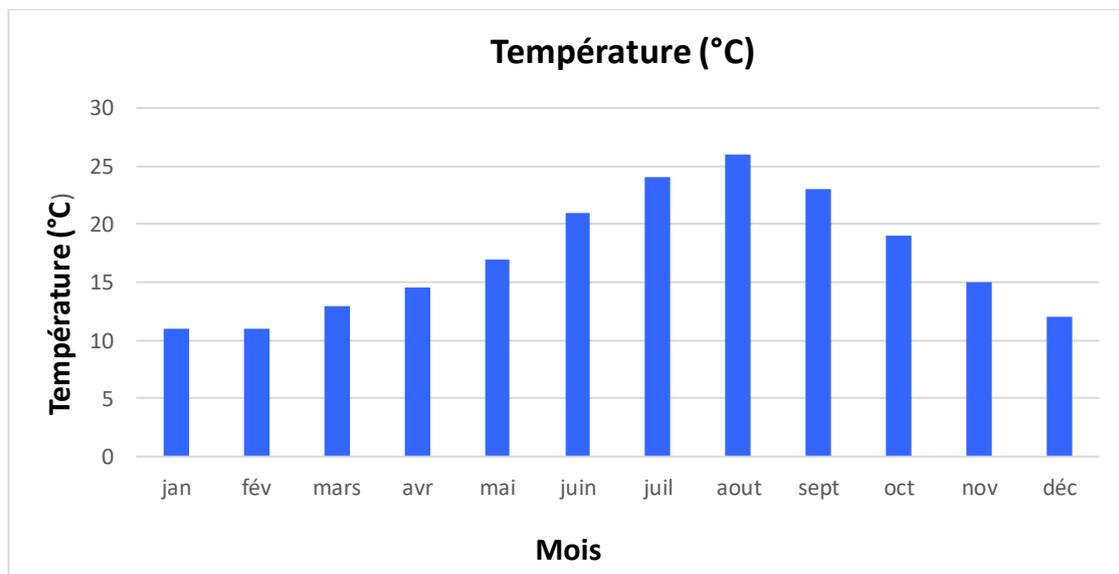


Figure III.4 Répartition mensuelle de la température.

III.3.2 Evaporation :

D'avril à juillet, la répartition mensuelle de l'évaporation est en constante augmentation. La moyenne annuelle d'évaporation sur le site de réservoir oscille entre 1200 et 1300 mm, selon la carte d'évaporation d'ANRH. Une valeur de 1250 mm a été choisie pour l'étude de régularisation.

Tableau III.11 Répartition mensuelle d'évaporation.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
Evaporation (mm)	130	86	55	42	43	54	71	94	126	168	201	180	1250

Source A.N.R.H

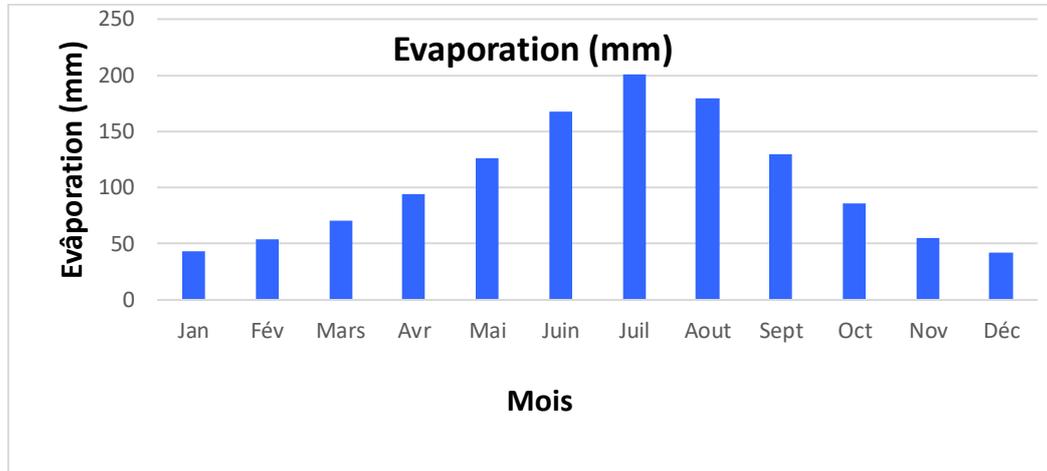


Figure III.12 Répartition mensuelle d'évaporation.

III.3.3 Pluviométrie :

L'analyse des précipitations sera réalisée en utilisant les données des précipitations mensuelles et quotidiennes enregistrées à la station la plus proche de la zone d'étude, à savoir la section de TAGMA (située à l'intérieur du bassin versant). Les caractéristiques de cette station sont les suivantes :

Tableau III.12 Station pluviométrique.

Station	Code	Source	Coordonnée			Année de service	N (Ans)
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
TAGMA	020909	A.N.R.H	660.25	382.95	950	1971-2011	40

III.3.3.1 Répartition de la pluie moyenne dans le bassin :

Tableau III.13 : Répartition des pluies moyennes annuelles

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
P _m (mm)	53,9	94,9	150,1	203,1	170,8	160,6	137,8	126,1	81,7	13,01	7,4	10,9	1213,7

Pluie (%)	4,4	7,8	12,4	16,7	14,1	13,2	11,4	10,4	6,7	1,1	0,6	0,9	100
-----------	-----	-----	------	------	------	------	------	------	-----	-----	-----	-----	-----

Source A.N.R.H

Il convient de souligner une hausse de 203.1 mm de précipitation au mois de décembre et un minimum de 7.4 mm de précipitations au mois de juillet, avec une moyenne mensuelle de 100,89 mm. La répartition mensuelle des précipitations est présentée dans la figure ci-dessous :

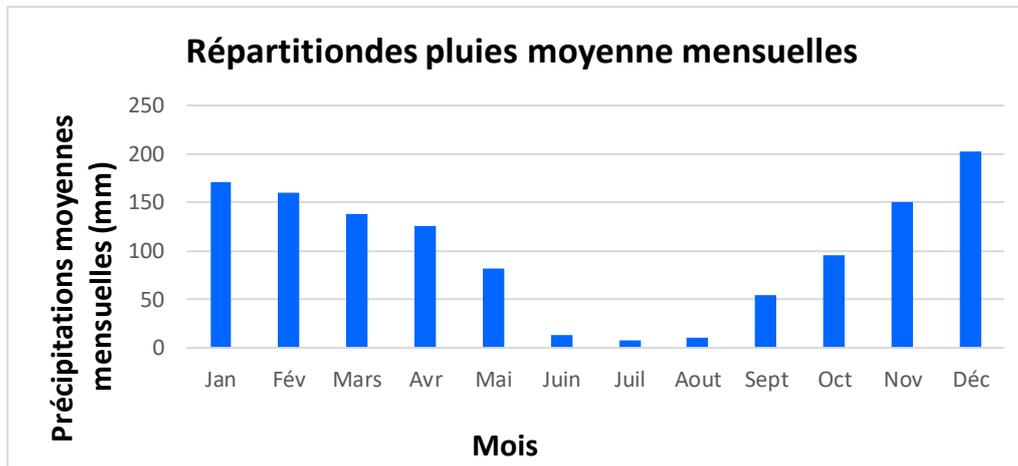


Figure III.13 Répartition mensuelle des précipitations.

III.4 Etude des crues :

L'analyse fréquentielle en hydrologie est une méthode de prédiction statistique qui utilise des calculs probabilistes en se basent sur l'historique des événements afin de prédire les fréquences d'apparitions futures. La mesure des crues est généralement basée sur les relevés hydrométriques, lorsque ceux-ci sont disponibles sur le bassin versant propre du site à étudier, ou par analogie avec un bassin voisine. Si ces dernières ne sont pas disponibles, il est possible d'utiliser des modèles et des formules empiriques basées sur la pluviométrie. Ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit. On utilise deux méthodes pour estimer le débit de crue fréquentielle du bassin versant.

III.4.1 Précipitations maximales journalières :

La série des précipitations maximales quotidiennes enregistrées à la station pluviométrique 020909 a été sélectionnée comme la plus représentative des précipitations maximales quotidiennes prouvent se produire dans la zone d'intervention.

- **Estimation des pluies journalières maximales :**

Le but de cette étude est d'effectuer une modification de la série de données des précipitations maximales quotidiennes en utilisant une loi théorique pour évaluer l'intensité des précipitations pour une période de retour. C'est pourquoi il faudrait suivre les étapes suivantes :

1. Organiser la série des précipitations en fonction de leur importance.
2. Calculer la fréquence expérimentale.
3. Déterminer les caractéristiques empiriques de la série de données.
4. Adapter de manière visuelle la loi choisie.
5. Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

III.4.2 Analyse fréquentielle des crues maximales annuelle avec la station d'Azzefoun 020909 :

L'analyse fréquentielle en hydrologie est une méthode de prédiction statistique qui utilise des calculs probabilistes en se basant sur l'historique des événements afin de prédire les fréquences à d'apparitions futures. L'analyse offre la possibilité d'évaluer les valeurs correspondant aux périodes de retour : 5, 10, 20, 50, 100 et 1000 ans. Après avoir testé plusieurs lois (Gumbel et log Normale).

Tableau III.14 Pluies maximales journalières prise de la station 020909(Source ANRH)

Année	Pluie max jour (mm)	Année	Pluie max jour (mm)
1969	37,5	1995	72,7
1970	7,0	1996	73,1
1971	53,0	1997	59,5
1972	89,7	1998	79,2
1973	71,3	1999	80,1
1974	93,8	2000	30,8
1975	88,4	2001	58,0
1976	61,4	2002	92,3
1977	31,0	2003	49,5
1978	43,9	2004	65,6
1979	70,3	2005	33,5
1980	106,9	2006	61,7
1981	59,0	2007	129,0
1982	67,1	2008	63,3
1983	35,8	2009	50,6
1984	41,0	2010	76,2
1985	67,6	2011	63,7
1986	101,9	2012	45,6
1987	44,0	2013	37,3
1988	45,9	2014	53,1
1989	28,4	2015	50,0
1990	57,3	2016	41,9
1991	58,0	2017	41,9
1992	67,6	2018	93,0
1993	28,3	2019	96,0
1994	60,8	2020	84,1
		2021	68,1

Source ANRH

- **Choix de modèle fréquentiel :**

Le choix de modèle fréquentiel et plus spécifiquement de son type détermine la validité des résultats d'une analyse fréquentielle. Différentes approches peuvent faciliter cette décision, mais il n'y a malheureusement pas de méthode universelle et infallible.

En se basant sur l'échantillon de n observations, on élabore l'histogramme de fréquence d'apparition et la courbe de fréquence cumulée de non-déplacement. Lorsque le nombre N augmente, on recherche la loi de la répartition de la population. La probabilité dérive une densité de fréquence.

Tableau III.15 Modèle fréquentiels et leur validité.

Lois	Variables
Normale	Précipitations annuelles, Débits, Volume de stockage des réservoirs
Log Normale	Débit maxima annuels, Précipitations journalières, précipitations annuelles, volume de ruissellement mensuel, volume de ruissellement annuel.
Pearson type III (Gamma)	Débit maxima annuels, Précipitations journalières, précipitations annuelles, volume de ruissellement mensuel, volume de ruissellement annuel.
Loi de Gumbel et Fréchet	Débits maxima annuels
Loi exponentielle	Précipitations journalières, Durée entre deux événements
Loi de Goodrich	Valeur moyennes annuelles (Débit, précipitations, ect...)

• **Ajustement de la série a la loi de GUMBEL :**

La loi de Gumbel est largement répondeur pour décrire la répartition des valeurs extrêmes.

Effectivement, la loi exponentielle double est la forme limites de la répartition de la valeur maximale d'un échantillon de n valeurs. Etant donné que le maximum annuel d'une variable correspondant au maximum de 365 valeurs quotidiennes, cette loi doit donc être en mesure de décrire les séries de maxima annuels.

La fonction de répartition a la forme suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{(x-\beta)}{\alpha}}} \dots\dots\dots (III.25)$$

La variable réduite u de Gumbel est définie par :

$$U = \frac{x-\beta}{\alpha} \dots\dots\dots (III.26)$$

D'où :

$$F(x) = e^{-e^{-u}} \dots\dots\dots (III.27)$$

Ou α et β sont les paramètres de la loi. Le paramètre α est un paramètre caractéristique de la dispersion. On démontre que β est le mode (la valeur la plus probable).

L'estimation des paramètres peut être calculée par la méthode des moments :

$$\alpha = 0.78.s$$

$$\beta = \bar{x} - 0.45 \cdot s$$

Avec :

S : l'écart type de l'échantillon ;

\bar{x} : La moyenne de l'échantillon.

La variable réduite u de Gumbel se calcule par :

$$u = -\log(-\log(F(x))) ;$$

F(x) : la probabilité au non dépassements.

L'équation de fréquence la loi de Gumbel s'écrit :

$$X_T = \bar{x} + K_T \cdot s$$

Si la taille de l'échantillon est supérieure à 100, on peut démontrer en remplaçant α et β par leur valeur dans l'équation de fréquence que :

$$K_T = -0.45 - 0.78 \cdot \log\left[-\log\left(1 - \frac{1}{T}\right)\right] \dots\dots\dots \text{(III.28)}$$

Si la taille de l'échantillon est inférieure à 100, la valeur K_T est obtenue à partir de valeurs tabulées en fonction de la taille de l'échantillon.

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

Tableau III.16 Résultats d'ajustement à la loi de GUMBEL.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie maximale journalière(mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	219	20.6	171-267
2000	0.9995	189	20.4	149-229
1000	0.9990	177	18.6	140-213
200	0.9950	147	14.4	119-176
100	0.9900	135	12.6	110-159
50	0.9800	122	10.8	101-143
20	0.9500	105	8.48	88.3-122
10	0.9000	91.8	6.71	78.6-105
5	0.8000	78.1	4.97	68.3-87.8

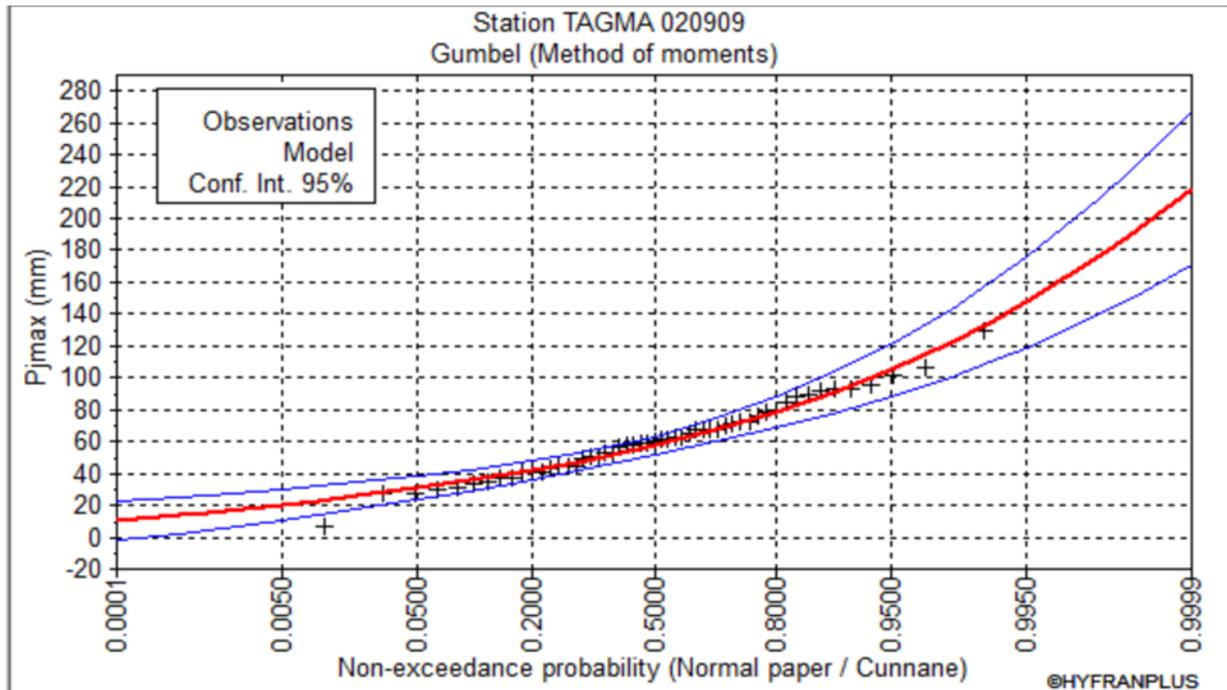


Figure III.14 : Graphique de l'ajustement à la loi de GUMBEL.

Tableau III.16 : Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon.

Paramètre	Caractéristique a la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	Aucun	7
Maximum	Aucun	129
Moyenne	61.2	61,6
Écart-type	23.4	23,4
Médiane	57.4	60,8
Coefficient de variation (Cv)	0.382	0,380
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0,402
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	3.09

• **Ajustement de la série a la loi Log Normale (Loi de Galton) :**

Lorsque $Y = \ln X$ est normale, on affirme qu'une variable aléatoire X présente une distribution Log Normale. Le résultat de la loi de Galton est la loi Normale, mais elle est déséquilibrée par un changement de variable. Son rôle de distribution est défini par :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} \text{ (fréquence au non dépassant)}$$

Avec la valeur réduite u est donnée par : $u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}}$.

La variable réduite l'équation : $\ln x = \overline{\ln x} + u\sigma_{\ln x}$ est l'équation d'une droite sur un papier Gauss-logarithmique, avec l'échelle gaussienne en abscisse et l'échelle logarithmique en ordonnée.

Procédé de l'ajustement :

- Classement les valeurs par ordre croissante.
- Calcul de la fréquence expérimentale.
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale : σ et \bar{x} .
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série transformée en logarithmique $\overline{\ln x}$ et $\sigma_{\ln x}$.
- Report les valeurs sur papier Gauss-logarithmique ;
- Détermination de la droite de Galton $\ln xp\% = \overline{\ln x} + u\sigma_{\ln x}$.

Avec $xp\%$: précipitation probable à P%.

$\overline{\ln x}$: Moyenne arithmétique du log des précipitations observées.

$\sigma_{\ln x}$: La variance calculée pour les précipitations observées sous l'échelle logarithmique sa formule s'écrit comme suit :

$$\delta \ln x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n [\ln(X_i) - \overline{\ln(X)}]^2} \quad \text{si } n < 30$$

$$\delta \ln x = \sqrt{\frac{1}{1-n} \sum_{i=1}^n [\ln(X_i) - \overline{\ln(X)}]^2} \quad \text{si } n \geq 30$$

Le logiciel HYFRAN a également effectué l'ajustement de la série à la loi de Log-Normal, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau :

Tableau III.17 : Résultats de l'ajustement à la loi Log-Normale. .

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence(q)	Pluie maximale journalière (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	318	57.8	205-431
2000	0.9995	260	42.6	177-344
1000	0.9990	237	36.8	165-309
200	0.9950	187	25	138-236
100	0.9900	166	20.6	126-207
50	0.9800	146	16.6	114-179
20	0.9500	121	11.9	97.4-144
10	0.9000	102	8.86	84.7-119
5	0.8000	83.1	6.21	70.9-95.3

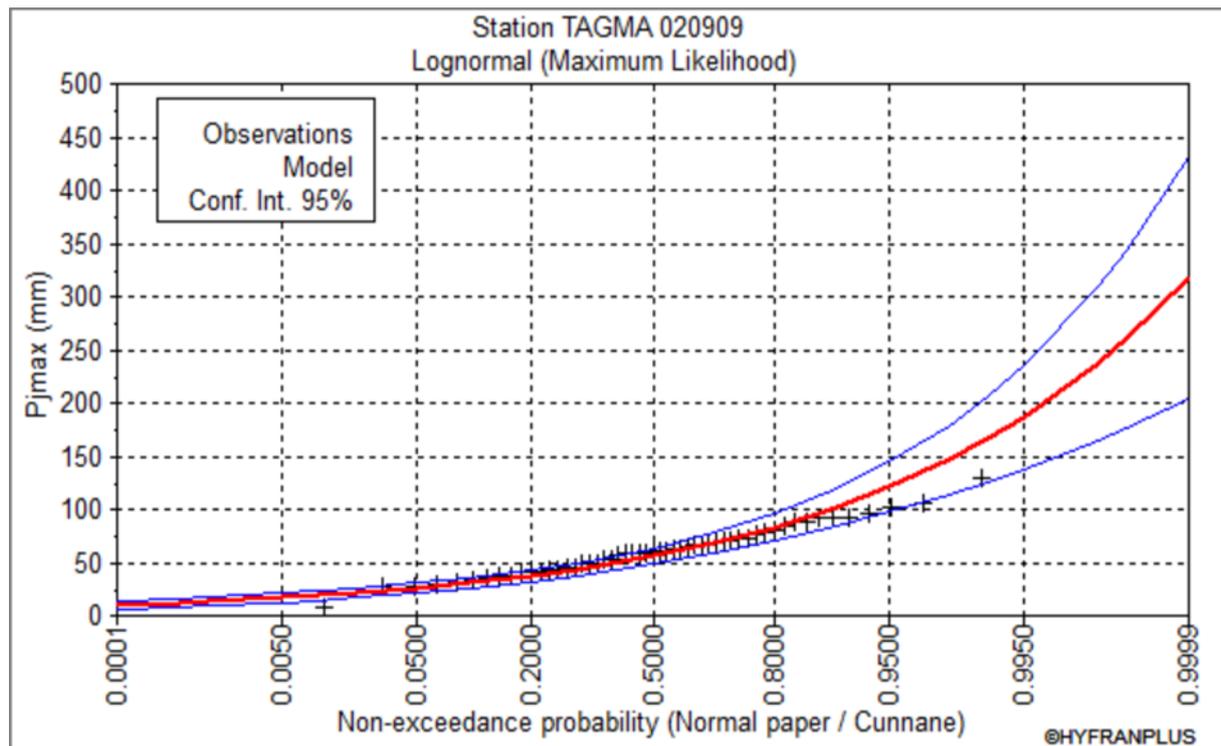


Figure III.15 : Graphique de l'ajustement à la loi Log-Normale.

Tableau III.18 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Log Normale et de l'échantillon.

Paramètre	Caractéristique a la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	0	7
Maximum	Aucun	129
Moyenne	62.6	61.2
Écart-type	30.8	23.4
Médiane	56.1	60
Coefficient de variation (Cv)	0.493	0.382
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.6	0.406
Coefficient d'aplatissement (Ck)	7.86	3.09

- **Choix de la loi d'ajustement :**

La fréquence expérimentale des valeurs observées est toujours différente de la fréquence des mêmes valeurs calculées à partir d'une fonction de répartition quelconque. La première étape consiste à ajuster le graphique, mais cela reste insuffisant pour déterminer la loi théorique finale. Le test statistique d'adéquation vise à évaluer l'adéquation de différentes lois pour trouver le meilleur ajustement possible. Le test χ^2 et le texte de Kolmogorov-Smirnov sont les tests les plus couramment employés.

1. **Ajustement graphique visuelle (méthode visuelle) :**

Les graphiques des résultats obtenus sont présentés dans les figures 6 et 7. Le logiciel HYFRAN permet de représenter les probabilités empiriques et théoriques des distributions

GUMBEL et Log Normale. De manière visuelle, il est impossible de sélectionner l'ajustement le plus approprié ; c'est pourquoi on utilise l'analyse statistique.

2. Analyse des carrés statistique : Le teste d'adéquation de Khi carré (χ^2) :

Le but d'un test d'adéquation est de vérifier que le modèle choisi est cohérent avec les données, plus exactement nous allons construire une procédure de test afin de vérifier si l'hypothèse que les observations sont issues d'une loi donnée est valide. Le test le plus usuel est celui du khi carré (χ^2).

Le test de khi carré (χ^2) est utilisé pour un seuil de signification α imposé en général a 5%, et un degré de liberté $\gamma = K-m-1$: tel que k c'est le nombre de classe et m c'est le nombre de paramètre de la loi. (Touaibia, 2015).

La variable aléatoire χ^2 dont la répartition a été étudié par Person, est définie par l'expression suivante :

$$\chi^2_{\text{calculé}} = \sum_1^k \frac{(ni - \mu_i)^2}{\mu_i} \dots\dots\dots \text{(III.29)}$$

Avec : n_i : Nombre d'observation, contenue dans la classe i ;

μ_i : Nombre d'observation théorique calculée dans la classe i.

Le test de khi carré a été effectué à l'aide du logiciel Hyfran et les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-dessus.

Tableau III.19 : Résultats du test Khi carré.

Loi de distribution	Degré de liberté	Nombre de classe	$\chi^2_{\text{calculé}}$	P-value
Gumbel	6	9	2.87	0.8252
Log Normale	6	9	7.28	0.2955

Selon les deux schémas, il est possible de conclure que la pluviométrie maximale quotidienne suit la loi de log-normal (droite de Galton), car tous les points se trouvent dans l'intervalle de confiance et sont plus proches de la droite de Galton. Il est à noter que même le test selon « HYFRAN », l'adéquation « Khi carre » a également démontré que les deux lois sont importantes.

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

$$P_{cr} = P_{j,max} \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots \text{(III.30)}$$

P_{cr} : Pluie de courte durée de même fréquence que P max j % (mm).

$P_{max,j}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

T : Temps en heurs.

b : Exposant climatique (donnée) b=0.42

$$I_0 = \left(\frac{P_{max}}{24}\right) \cdot \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots \text{(III.31)}$$

I_0 : pluie de court durée (mm/h).

Tableau III.20 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.

Période	10000	1000	100	50	20	10	5
Fréquence (%)	0.0	0.1	1	2	5	10	20
$P_{max,j}$	318	237	166	146	121	102	83.1

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau III.21 : Précipitation et les intensités pour les différentes fréquences.

Période de retour (ans)	5		10		50		100		1000		10000	
	20		10		2		1		0.1		0.01	
Fréquence (%)	83.1		102		146		166		237		318	
$P_{j,max}$	83.1		102		146		166		237		318	
Temps (Heures)	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I
0,5	63	125	47	102	33	65	29	57	24	48	20	40
1	84	84	62	68	44	44	38	38	32	32	27	27
1,37	96	70	71	57	50	36	44	32	36	27	31	22
2	112	56	83	46	58	29	51	26	43	21	36	18
3	133	44	99	36	69	23	61	20	51	17	43	14
4	150	37	112	31	78	20	69	17	57	14	48	12
5	165	33	123	27	86	17	76	15	63	13	53	11
6	178	30	132	24	93	15	82	14	68	11	57	9
7	190	27	141	22	99	14	87	12	72	10	61	9
8	200	25	149	20	105	13	92	12	76	10	64	8
9	211	23	157	19	110	12	97	11	80	9	68	8
10	220	22	164	18	115	11	101	10	84	8	71	7
11	229	21	171	17	120	11	105	10	87	8	74	7
12	238	20	177	16	124	10	109	9	90	8	76	6
13	246	19	183	15	128	10	113	9	94	7	79	6
14	254	18	189	15	132	9	116	8	96	7	81	6
15	261	17	195	14	136	9	120	8	99	7	84	6
16	268	17	200	14	140	9	123	8	102	6	86	5
17	275	16	205	13	144	8	126	7	105	6	88	5
18	282	16	210	13	147	8	129	7	107	6	90	5
19	288	15	215	12	150	8	132	7	110	6	92	5
20	295	15	220	12	154	8	135	7	112	6	94	5
21	301	14	224	12	157	7	138	7	114	5	96	5
22	307	14	228	11	160	7	141	6	117	5	98	4
23	312	14	233	11	163	7	143	6	119	5	100	4
24	318	13	237	11	166	7	146	6	121	5	102	4

III.5 Etude des apports :

La mesure des apports est principalement basée sur les mesures hydrométriques. Lorsqu'elles sont présentes dans le bassin versant propre du site à étudier, ou par analogie avec un bassin voisin. En l'absence de ces dernières, il est possible d'utiliser des modèles et des formules empiriques basées sur la pluviométrie. Ces modèles sont influencés par la précipitation et le manque. Deux méthodes sont utilisées pour estimer l'apport moyen annuel du bassin versant de la retenue :

- Les formules empiriques.
- La série d'observations de la station hydrométrique.

III.5.1 Avec la série d'observations :

III.5.1.1 Analogie de la station d'AZZEFOUN :

A station d'AZZEFOUN020808 se trouve le plus près de notre bassin, ce qui nous permet d'obtenir les apports du bassin versant d'AZZEFOUN, qui couvre une superficie de 35Km². La station apporte en moyenne Mm³ par an.

S_{station} : Surface totale du bassin versant où se trouve la station 020808 (35 km²)

S_{site} : Surface de notre bassin versant (60.43 km²).

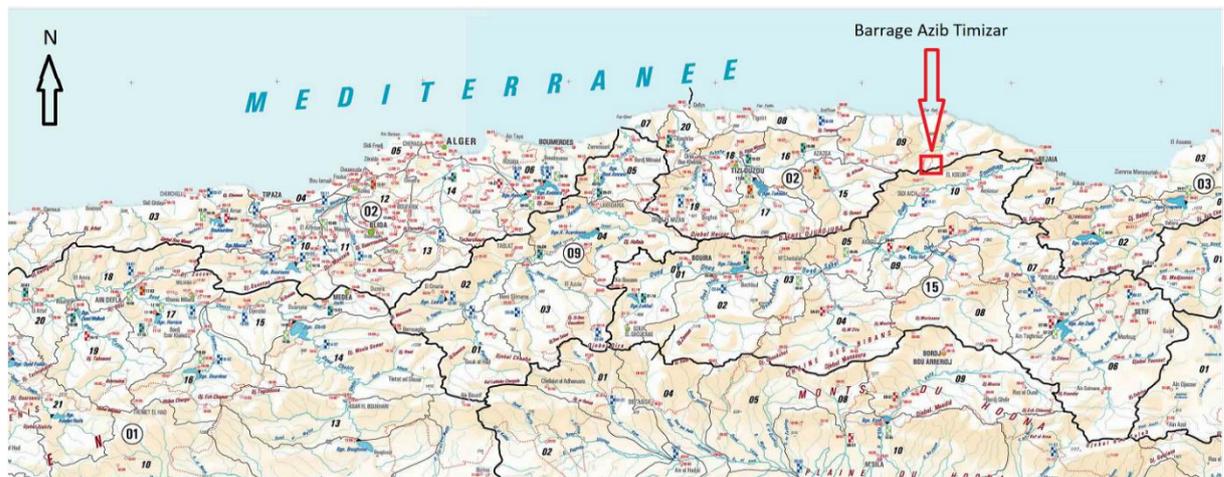


Figure III.16 : Carte de situation de la station et du site (extrait de la carte climatologique échelle 1/500000).

Tableau III.22 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Totale
Apport (hm ³)	0,00	0,46	0,97	2,03	2,19	2,21	1,60	1,61	0,87	0,07	0,00	0,00	12,01
Apport (%)	0,0	3,8	8,1	16,9	18,2	18,4	13,3	13,4	7,2	0,6	0,0	0,0	100,0

Source A.N.R.H

Dans cette situation, nous choisissons de recourir à la méthode analogique en utilisant la relation suivante afin d'obtenir les apports moyens annuels de notre bassin versant à partir de la série d'observations de la station d'AZZEFOUN 020808.

$$A_{\text{site}} = \frac{S_{\text{site}}}{S_{\text{station}}} \cdot A_{\text{station}} \dots\dots\dots \text{(III.32)}$$

A_{site} : Apport moyen annuel estimé du site.

A_{station} : Apport moyen annuel de la station d'AZZAFOUNE 020808.

S_{site} : Surface du bassin versant du site qui est de 60.43 km²

S_{station} : Surface du bassin versant où se trouve la station qui est 35 km²

L'apport moyen annuel du site est de :

Tableau III.23 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site.

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Totale
Apport (Mm3)	0,0	0,79	1,67	3,50	3,78	3,81	2,76	2,78	1,50	0,13	0,00	0,0	20,7
Apport (%)	0,01	3,82	8,06	16,89	18,24	18,39	13,33	13,41	7,23	0,61	0,01	0,0	100

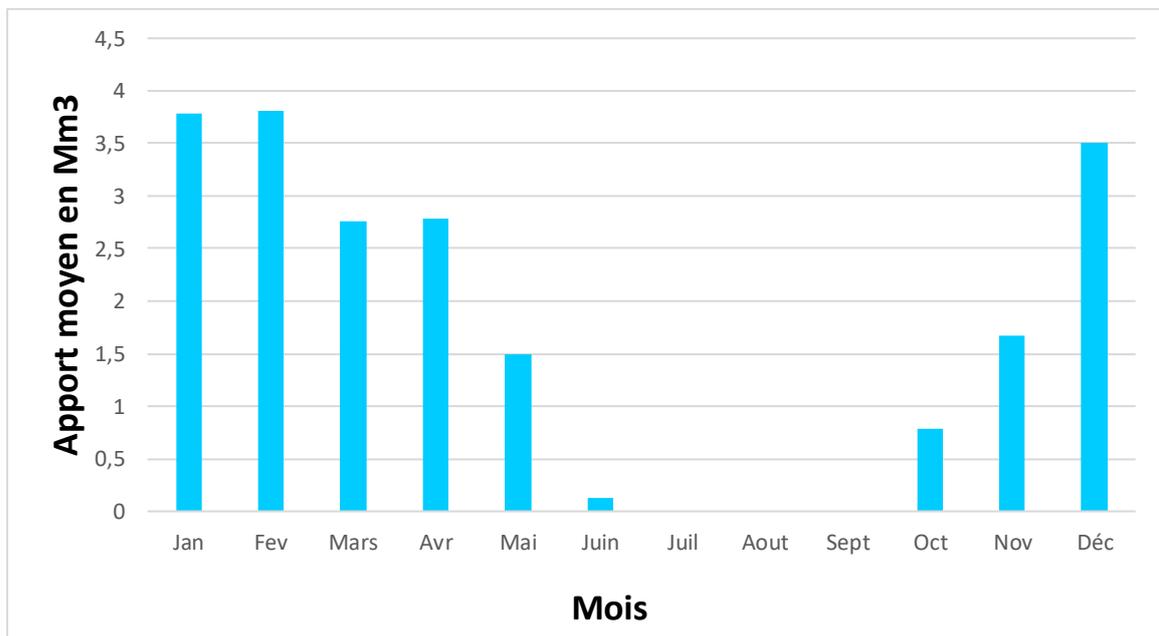


Figure III.17 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.

Selon les observations de la station hydrométrique d'AZZEFOUN020808 et en utilisant la méthode d'analogie (III.), nous parviendrons à obtenir un apport moyen annuel de :

$$A_0 = 20.73 \text{ Mm}^3$$

III.5.2 Caractéristiques de l'écoulement

1. Module de l'écoulement :

Il est donné par : $Me = A_0/T$ (III.32)

A_0 : Apport moyen annuel (l)

T : Temps d'une année en secondes.

$$Me = 666.47 \text{ l/s}$$

2. Module d'écoulement relatif :

On a : $M_0 = Me / S$ (III.33)

Me : Module de l'écoulement

S : Superficie du bassin (km²).

$$M_0 = 10.67 \text{ l/s/km}^2$$

3. Lamme d'eau écoulée :

$Le = A_0 / S$ (III.34)

$$Le = 343 \text{ mm}$$

4. Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par : $Ce = Le / P_{\text{moy}}$ (III.35)

$$Ce = 0.29$$

III.5.3 Apports fréquentiels :

Les fréquentiels de notre site d'étude sont calculés en ajustant la série des apports de la station D'AZZEFOUN et en utilisant la relation d'analogie pour déterminer les apports fréquentiels.

III.5.3.1 Ajustement de la série des apports rapportés à la loi normale :

Le tableau ci-dessous présente les résultats de l'ajustement :

Tableau III.24 : Résultats de l'ajustement rapporté à la loi normale des apports

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence(q)	Pluie maximale journalière (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	42.6	4.74	33.3-51.9
2000	0.9995	39	4.27	30.7-47.4
1000	0.9990	37.4	4.05	29.4-45.3
200	0.9950	33.1	3.49	26.3-40
100	0.9900	31.1	3.24	24.7-37.4
50	0.9800	28.8	2.96	23-34.6
20	0.9500	25.4	2.57	20.4-30.5
10	0.9000	22.4	2.25	18-26.9
5	0.8000	18.8	1.94	15-22.6

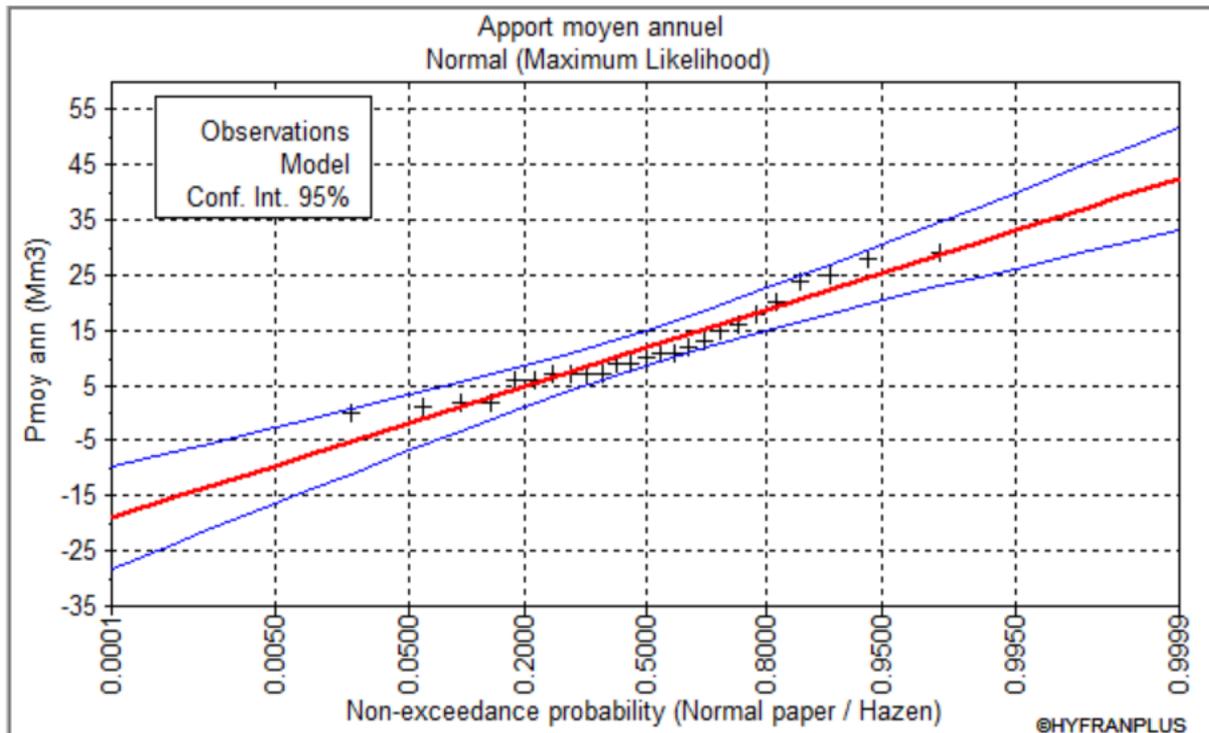


Figure III.18 : Représentation graphique de la loi normale des apports.

Tableau III.25 : Comparaison des caractéristiques de la loi normal et de l'échantillon.

Paramètre	Caractéristique a la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	Aucun	0
Maximum	Aucun	29
Moyenne	11.8	11.8
Écart-type	8.28	8.28
Médiane	11.8	10
Coefficient de variation (Cv)	0.701	0.710
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0	0.694
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3	2.31

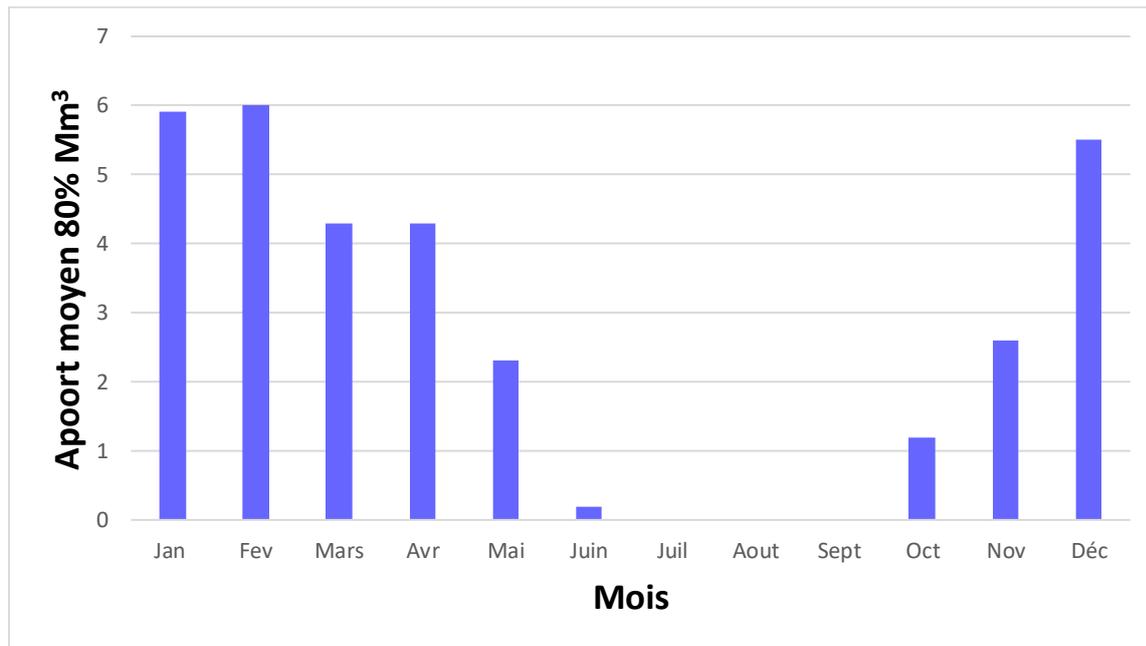
Selon la loi d'analogie, on obtient : $A_{80\%} = 32,4 \text{ Mm}^3$

III.5.3.2 Répartition de l'apport annuel estimé a une probabilité de 80%

La distribution mensuelle de l'apport annuel est identique à celle des précipitations ; on obtient : $A_{80\%} = 32.4 \text{ Mm}^3$.

Tableau III.26 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Totale
A_{80%} (Mm³)	0,0	1,2	2,6	5,5	5,9	6,0	4,3	4,3	2,3	0,2	0,0	0,0	32,4
A_{80%} (%)	0,0	3,8	8,1	16,9	18,2	18,4	13,3	13,4	7,2	0,6	0,0	0,0	100,0

**Figure III.19** : Répartition mensuelle des apports 80% de site de barrage.

3. Détermination des débits maximums fréquentiels par la méthode de GRADEX :

Description de la méthode :

Le Gradex est une méthode hydro-pluviométrique probabiliste qui permet de calculer les débits de crues extrêmes d'une rivière pour des périodes de retour allant de 100 à 10000 ans. L'EDF (Guillot et Duband, 1967) a élaboré cette méthode afin de garantir la sécurité des grands barrages. Elle est largement utilisée dans différentes régions du monde pour évaluer les débits de fréquences rares et exceptionnelles. La méthode se base sur les données pluviométriques afin d'extrapoler la répartition des débits. Sa réussite repose principalement sur sa (relative) simplicité d'application, qui découle de la simplification extrême du processus de conversion de la pluie en débit.

Principe de la méthode :

Lorsque le débit dépasse une certaine valeur, le sol est considéré comme saturé. Selon les sols et les caractéristiques du bassin versant, cette valeur, appelée débit seuil (ou point pivot), peut fluctuer entre le débit décennal et le débit cinquantennal. Donc, au cours du temps de base de ruissellement D (assimilé à la durée caractéristique), toute augmentation de la pluviométrie entraîne le même accroissement du débit.

Elle repose sur les observations climatologiques historiques et consiste à déduire le comportement asymptotique de la loi de probabilité des volumes de crues rares de la loi de probabilité des cumuls des pluies extrêmes. Effectivement, il est courant que la capacité de rétention du bassin devienne constante lors des crues de la période de retour.

Le Gradex offre une méthode de calcul cohérente et fiable en utilisant une approche fréquentielle des précipitations intenses locales ou régionales. Cette approche se fait principalement en utilisant un paramètre proportionnel à l'écart-type des fortes précipitations (P_{jmax}). Le Gradex (gradient des valeurs extrêmes) est le nom donné à ce paramètre essentiel. Le Gradex est un phénomène climatique local qui varie en fonction de la situation géographique.

Hypothèse de la méthode :

Le postulat de base de la méthode est l'existence d'une relation, entre la distribution des débits et celle des pluies génératrices. Cette méthode repose sur trois hypothèses suivantes (Meddi et Zeroual, 2018) :

4. Hypothèse 01 :

La fonction de répartition des précipitations tombant sur le bassin est asymptotiquement, décrite par une loi de Gumbel ou par une loi exponentielle selon le type d'échantillonnage utilisé. Le Gradex correspond à la pente de la fonction de répartition sur un graphique représentant la pluie en fonction du logarithme de la période de retour.

5. Hypothèse 02 :

Le déficit d'écoulement, défini comme la différence entre le volume d'eau précipité et le volume d'eau écoulé à l'exutoire du bassin versant pendant un pas de temps équivalent, n'augmente plus, en valeur moyenne, au-delà d'une certaine valeur de pluie.

En d'autres termes, nous pouvons dire que, à partir d'un certain état de saturation de bassin versant, la distribution du déficit d'écoulement ne dépend plus de la valeur de pluie ou de débit. Cette hypothèse se traduit graphiquement par un parallélisme entre la fonction de répartition des précipitations et celle des écoulements au pas de temps équivalent. Le point de départ de cette extrapolation, nommé point pivot, est fixé à une période de retour T_p comprise, le plus souvent, entre 10 et 50 ans selon le bassin versant considéré.

6. Hypothèse 03 :

Quelle que soit sa fréquence ou durée de retour, le débit de pointe de crue (valeur maximale observée) peut être calculé à partir du volume écoulé (sur le pas de temps considéré) en utilisant un coefficient multiplicatif moyen caractéristique du bassin versant. Ce coefficient, nommé coefficient de forme ou coefficient d'affinité, peut être estimé à partir des hydrogrammes de crues enregistrées sur le bassin versant.

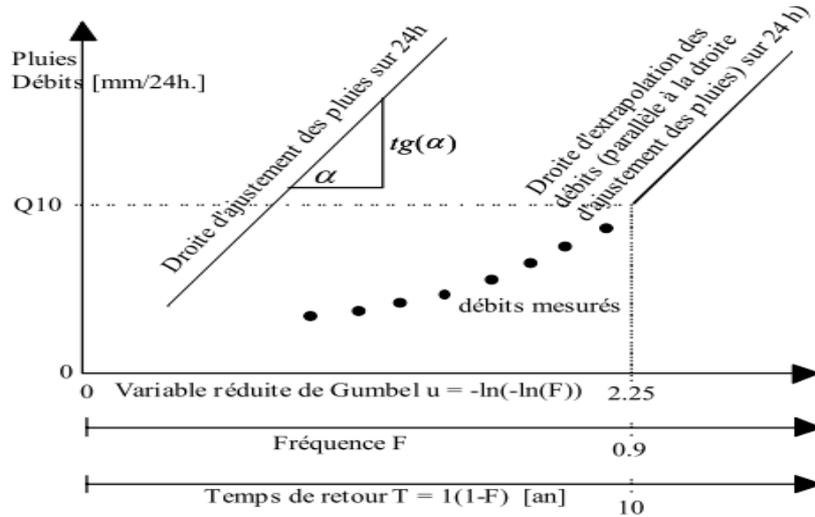


Figure III.20 : Graphe représente ajustement graphique pour les pluies et droite d’exploration pour les débits (Laborde, 2000).

Les étapes de la méthode :

- Choisi le pas de temps **n heur** (généralement égale à la moyenne de temps de base des hydrogrammes des crues disponibles, pour la commodité des calculs son retiendra une valeur très arrondie, par exemple 2, 4, 6...48 heures). Le résultat final, débits de pointe, dépendent peu de h : il suffit de ne pas commettre d’erreur d’ordre de grandeur sur h.
- Ajuster par la loi de Gumbel des pluies maximales journalières.
- Calculer le Gradex des précipitations a (**pente de la droite de Gumbel**).

$$P(\text{mm}) = a.\mu + b \dots\dots\dots \text{(III.36)}$$

Avec :

μ : Variable réduite de Gumbel.

- Ajustement de la série des débits observés a la loi de Gumbel et déterminer le débit décennal (point pivot de l’extrapolation des débits). Exprimer le débit décennal en lame d’eau équivalente par la formule :

$$R(\text{mm}) = \frac{Q\left(\frac{m^3}{s}\right).3,6.n(\text{heurs})}{S(Km^3)} \dots\dots\dots \text{(III.37)}$$

- Extrapoler la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) par une droite de pente égale au Gradex de la pluie :

$$Q_{\mu\%} = a.\mu + b' \dots\dots\dots \text{(III.38)}$$

Avec :

a : Le Gradex de la pluie ;

μ : Variable réduite de Gumbel ($\mu = - \ln(-\ln(F))$) et $F = \frac{1}{1-T}$)

Pour T= 10 ans : $b' = Q_{10\text{ans}} - a.\mu$

Tracer la droite de l’équation $Q_{\mu\%} = a.\mu + b'$ sur le même graphe que l’ajustement de $P_{j\text{max}}$. Ensuite tirer les Q pour chaque période de retour (en mm). Puis exprimer ces débite en m^3/s par la formule :

$$Q(m^3/s) = \frac{Q(mm).S(km^2)}{3.6.n(h)} \dots\dots\dots (III.39)$$

- Calcule des débite de pointe :
- 7. Calculer sur les hydrogrammes des crues observées le rapport :

$$P (\text{coefficient de ponte}) = \frac{Q_{max}}{Q_{moy}}$$

- 8. Et donc $Q_p(m^3/s) = Q(m^3/s).P$

Application :

- 1. Ajustement de la série pluviométrique (Pjmax) de la station Tagma 020909 a la loi de Gumbel, en utilisant le logiciel HYFRA N :

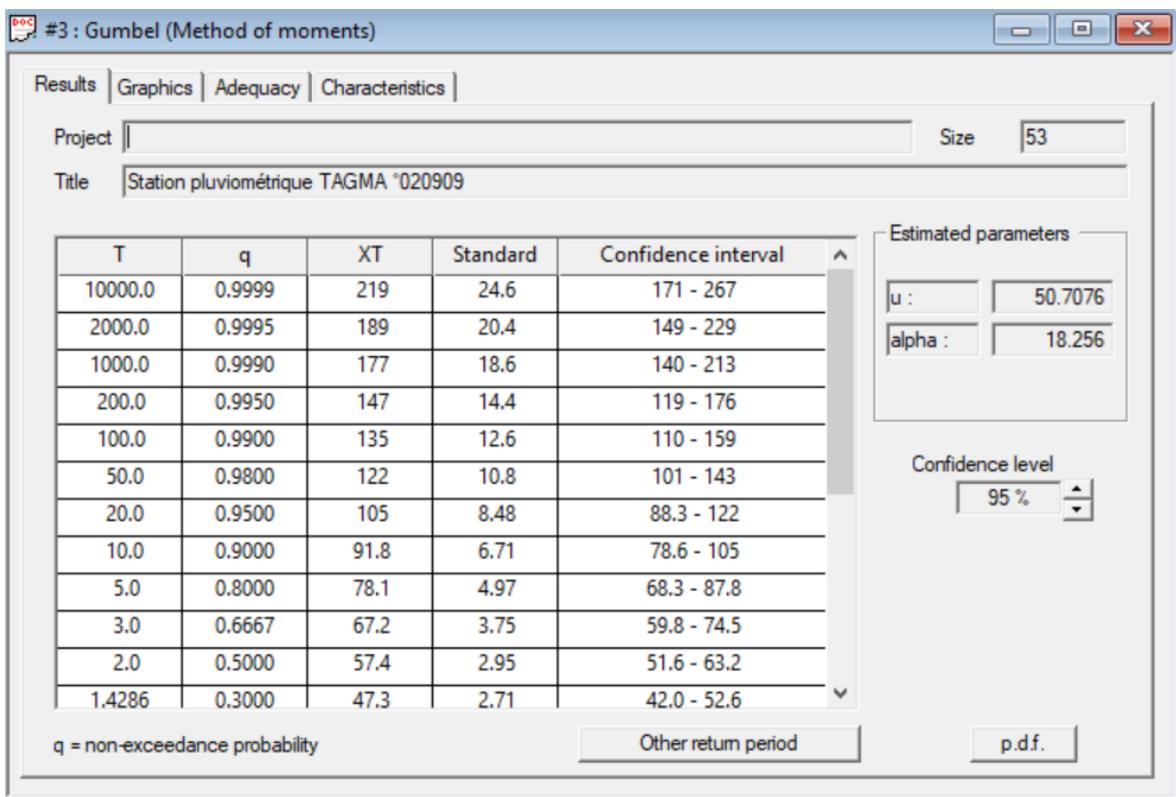


Figure III.21 : Résultat d’ajustement de la série pluviométrique de la station pluviométrique TAGMA (Source : Logiciel HYFRAN).

- 2. Détermination du Gradex : d’après l’HYFRAN, l’équation de la droite de Gumbel est : $P = 18,26.\mu + 50,71$

Le Gradex est donc : **a= 18.26 mm**

- 3. Le choix u pas de temps :
Après l’examen des enregistrements des crues de la station d’Azefoune (020808), on a estimé le temps de base par : $n= 48$ h.
- 4. L’ajustement de la série des débits de la station d’Azefoune a la loi de Galton nous a donné : $Q_{10 \text{ ans}}(\text{azefoune})=138 \text{ m}^3/\text{s}$

$$\begin{aligned}
 Q_{10 \text{ ans}} (\text{AZIB TIMIZAR}) &= Q_{10 \text{ ans}}(\text{azefoune}) \cdot S_{\text{AZIB TIMIZAR}} / S_{\text{Bassin d'Azefoune}} \\
 &= 138 \cdot (60,43/35) \\
 &= 238,27 \text{ m}^3/\text{s}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 5. \ R_{10 \text{ ans}} (\text{mm}) &= Q_{10 \text{ ans}} \cdot 3,6 \cdot n(\text{heur}) / S(\text{km}^2) \\
 &= 238,27 \cdot 3,6 \cdot 48 / 60,43 \\
 &= 681,33 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

6. On fait l'extrapolation des débits au-delà du débit décennal :

$$Q_{\mu\%} = a \cdot \mu + b'$$

Avec :

a : le Gradex = 18.26 mm

μ : Variable réduite de Gumbel ($\mu = -\ln(-\ln(F))$).

$$\begin{aligned}
 b' &= Q_{10 \text{ ans}} - a \cdot \mu(T=10 \text{ ans}) \text{ avec : } F = 1 - \frac{1}{10} = 0,9 \implies \mu = 2,25 \\
 &= 681,33 - 18,2 \cdot 2,25 \\
 &= 640,45
 \end{aligned}$$

Donc : l'équation de débit est : $Q_{\mu\%} = 18,26 \cdot \mu + 640,4$

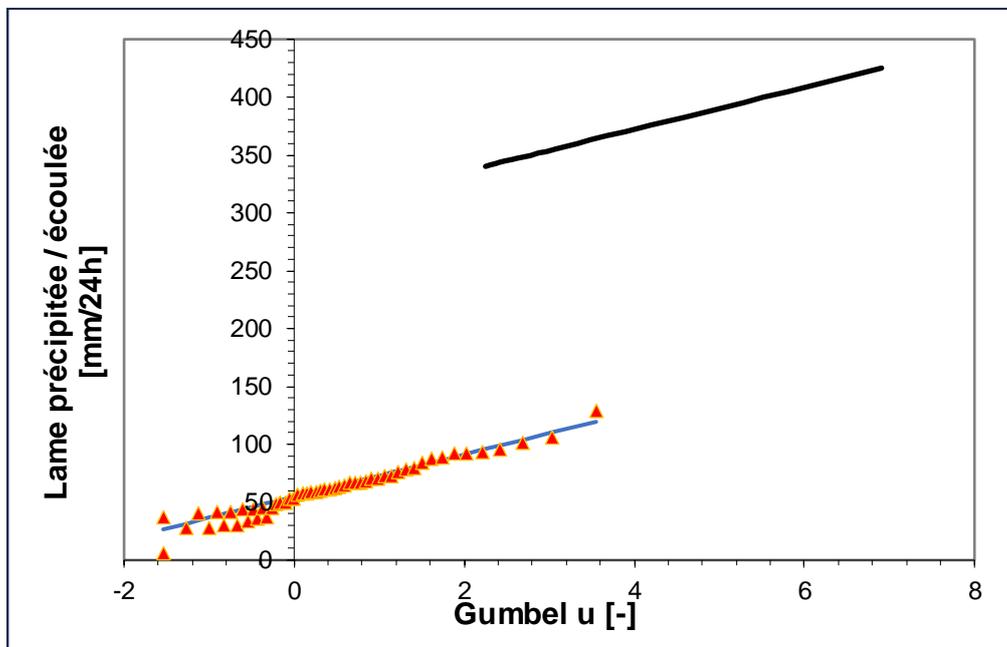


Figure III.22 : Graphe de la méthode de GRADEX.

7. Calcule des débits de pointe :

L'analyse des enregistrements des débits de la station pluviométrique d'azefoune nous a permis d'estimer le coefficient de pointe suivant :

$$P = Q_{\text{max}} / Q_{\text{moy}} = 2,2$$

Donc on multiplie tous les débits extrapolés par le coefficient P pour obtenir les débits maximums pour chaque période de retour.

Tableau III.27 : Débits de pointe par la méthode de Gradex.

T (ans)	F[-]	U[-]	QT(mm/24h)	QT(m3/s)	Qp(m3/s)	T (ans)
---------	------	------	------------	----------	----------	---------

10	0.9000	2.3	340	238	523	10
50	0.9800	3.9	370	259	570	50
100	0.9900	4.6	383	268	589	100
1000	0.9990	6.9	425	297	654	1000
10000	0.9999	9	467	327	719	10000

Interpolation :

- ✓ La variation de débits de la méthode de gradex est faible entre les différentes périodes de retour, ce qui est attribuable à l'hypothèse de la méthode qui est applicable à des périodes de retour longues (1000 et 10 000 ans) et à la faible pente de la droite de Gumbel de l'ajustement des précipitations.
- ✓ Il est évident que les valeurs obtenues par les formules empiriques diffèrent considérablement.
- ✓ La méthode de GRADEX permet de calculer des débits plus proches de la moyenne des débits calculés par les formules empiriques, ce qui nous conduit à choisir les valeurs obtenues par la méthode de GRADEX qui semble plus représentative.

III.5.4 Hydrogramme de crue :

C'est une courbe représentant l'évolution des débite en fonction du temps pendant la crue, il permet d'estimer quelques caractéristiques relatives à la crue telle que, la forme, le volume, temps de montée et temps de base, pour le tracé de l'hydrogramme, on utilise la méthode de SOKOLOVSKY. (Touaibia 2005).

Cette approche implique la représentation de la courbe en utilisant deux équations paraboliques, l'une pour la hausse de la crue et l'autre pour la baisse :

- Branche de crue (montée) :

$$Q(t) = Q_{\max} \left[\frac{t}{T_c} \right]^n \dots\dots\dots (III.40)$$

- Branche de décrue (descente) :

$$Q(t) = Q_{\max} \left[\frac{T_b - t}{T_d} \right]^m \dots\dots\dots (III.41)$$

Avec :

Q_{\max} : Débit maximum de fréquence donné (m^3/s).

$Q(t)$: Débit instantané au moment (t) (m^3/s).

T_m, T_d : Temps de montée et temps de décrue (h).

m, n : Puissance des paraboles pour les bassins de petites gabarits (m=3, n=2).

T_b : Temps de base de la crue (h).

Pour les crues d'averses, c'est-à-dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

Tableau III.28 : Valeur de δ

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petites cours d'eau et vallons dans des bassins versant dénudés et faiblement perméable.	2.0 - 2.5
Petites cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3.0 - 4.0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendus.	4.0 - 7.0

$T_m = T_c$ (pour les petites bassins), avec T_c le temps de concentration de bassin versant (h).

$T_d = \delta \cdot T_m$, où : δ c'est le coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

On prend : $\delta = 2.5$

$T_m = 1.37$

$T_d = 1.37 \times 2.5 = 3.4$ heures.

Tableau III.29 : Valeurs des débits de crues en fonction du temps.

Temps (heurs)	Période de retour (ans)				
	10	50	100	1000	10000
0	0	0	0	0	0
0,2	11	12	13	14	15
0,4	45	49	50	56	61
0,6	100	109	113	125	138
0,8	178	194	201	223	245
1	279	304	314	348	383
1,2	401	437	452	502	552
1,37	523	570	589	654	719
1,4	509	555	574	637	700
1,6	425	463	478	531	584
1,8	350	381	394	437	481
2	284	310	320	355	391
2,2	227	248	256	284	313
2,4	179	195	201	224	246
2,6	138	150	155	172	189
2,8	103	113	116	129	142
3	75	82	85	94	104
3,2	53	58	59	66	73
3,4	35	39	40	44	49
3,6	22	24	25	28	31
3,8	13	14	14	16	18
4	7	7	7	8	9
4,2	3	3	3	3	4
4,4	1	1	1	1	1
4,795	0	0	0	0	0

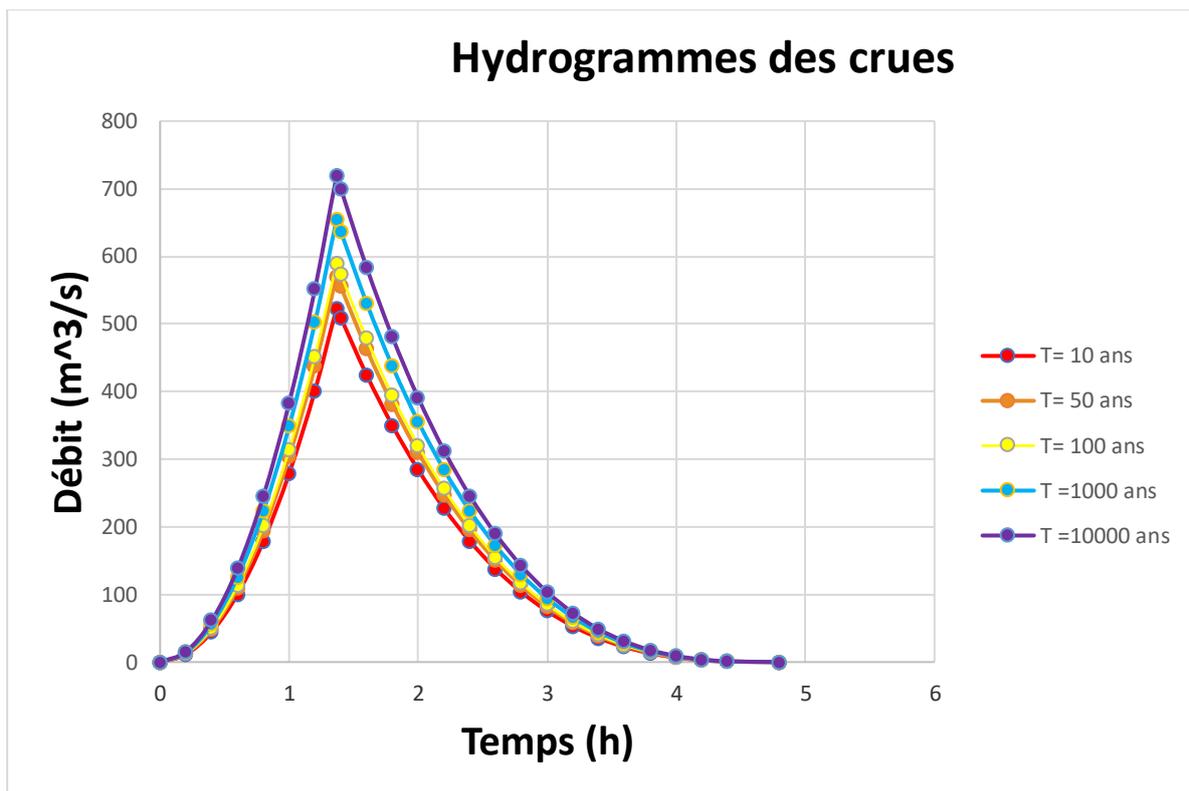


Figure III.23 : Hydrogramme de crue de la zone d'étude par la méthode Sokolovski.

III.5.5 Choix de la crue de projet :

La crue de projet correspond à la crue maximale que l'ouvrage doit être en mesure de faire face pour une probabilité spécifique. Tandis que la décision de choisir la crue de ce projet repose principalement sur l'importance de l'ouvrage à réaliser, les conséquences potentielles à l'aval et les aspects technico-économiques liés à l'aménagement et à l'environnement.

Tableau III.30 : Crues de projet recommandées.

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
Elevés : Perte de vie, dommages considérables.	1/100000 a 1/10000
Important : pas de pertes de vies, dommages importants.	1/10000 a 1/1000
Faible : pas de perte de vie, dommages légers.	1/1000 a 1/100

La crue du projet peut également être évaluée en prenant en considération les caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations, superficie, perméabilité...).

L'indice global (I_g) est à calculer en fonction de tous ces paramètres tels que :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r \dots\dots\dots (III.42)$$

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

Id : Représente la somme des indices des difficultés géotechniques.

Ir : Représente les risques.

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

Tableau III.31 : Choix de la crue de projet.

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modéré)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyenne	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
A crue de projet	$Q_{\max}(1\%) + \text{revanche}$	$Q_{\max} + \text{revanche}$ majorée avec vérification pour $Q_{\max}(0.1\%)$ et $Q_{\max}(0.2\%)$	$Q_{\max}(1\%)$

Dans notre situation, il est possible de prendre en compte que les défis géologiques et géotechniques sont minimales, les connaissances hydrologiques semblent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé. Par conséquent, nous acceptons un risque moyen ($I_g = 2$) et nous optons pour une crue centennale.

Cela signifie que dans les deux classifications, on choisit une période de retour de 1000 ans. Cela signifie que dans les deux classifications, on choisit une période de retour de 1000 ans. Don, pour un débit qui vaut : $Q = 654 \text{ m}^3/\text{s}$.

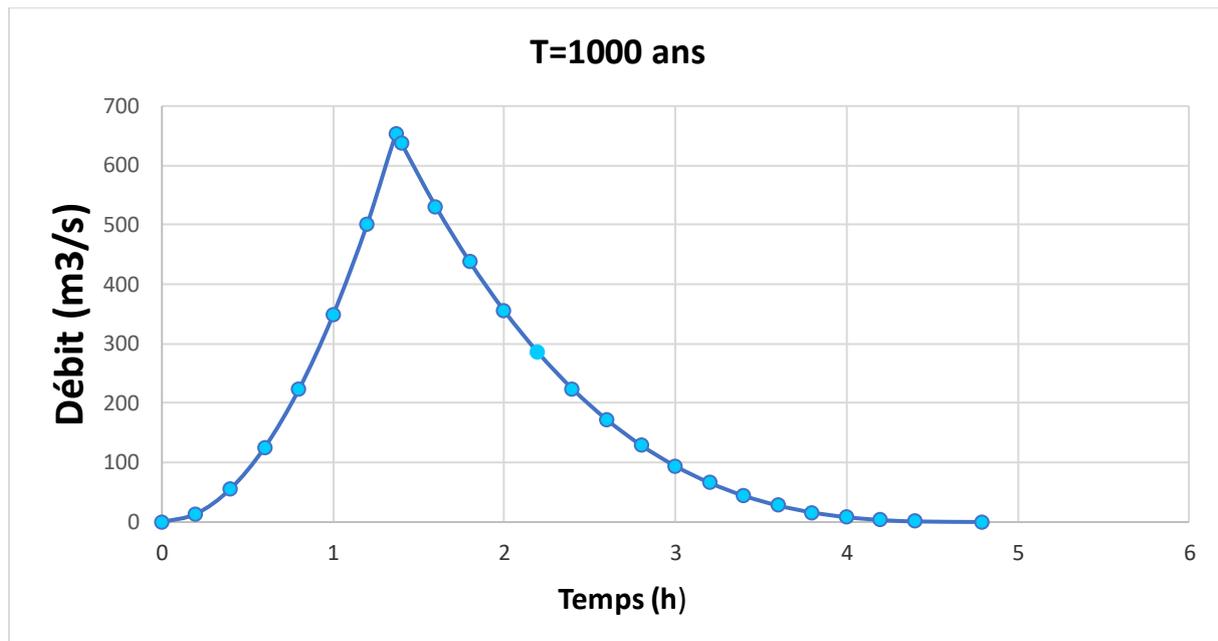


Figure III.24 : Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 1000 ans

III.6 Etude des apports solides :

Il est essentiel d'évaluer l'envasement (tranche morte) afin de réaliser un dimensionnement et une estimation. La cohérence de l'ouvrage ; une évaluation adéquate de sa durée de vie et une définition rationnelle des méthodes de gestion et d'exploitation. Le déplacement de matériaux dans un cours d'eau est la deuxième étape de l'érosion. La vitesse d'écoulement et la granulométrie déterminent principalement la dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par l'écoulement. L'eau puise sa puissance pour ce transport dans la diminution de sa charge. Tout au long du profil de l'oued, le champ d'exploitation de vitesse fluctue d'amont en aval. Les mécanismes de transport solide impliqués dans l'eau sont le charriage et la suspension, qui sont les principaux types de transport. La capacité de transport est en relation avec la nature.

Il est essentiel d'évaluer l'envasement (tranche morte) afin de dimensionner et d'harmoniser l'ouvrage, d'évaluer correctement sa durée de vie et de déterminer de manière rationnelle les modes de gestion et d'exploitation. Le déplacement de matériaux dans un cours d'eau est la deuxième étape de l'érosion. La vitesse d'écoulement et la granulométrie déterminent principalement la dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par l'écoulement. L'eau puise sa puissance pour ce transport dans la diminution de sa charge. La plage de vitesse peut varier d'amont en aval tout au long du profil de l'oued. L'eau met en jeu deux types de mécanismes : le charriage et la suspension qui sont les principaux types de transport solide. La capacité de charriage est liée à la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l'espace avec le débit liquide.

III.6.1 Apport solide en suspension :

A. Formule de Fournier (Touaibia, 2004)

$$E_s = \frac{1}{36} \left[\frac{Pm^2}{Pa} \right]^{2.65} \left[\frac{h}{S} \right]^{0.46} \dots \dots \dots (III.43)$$

Avec : Es : Taux d'abrasion en (t/km²/an).

Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm).

Pa : Pluie moyenne annuelle (mm).

h = 45% * (Hmax -Hmin) (m).

S : Surface de bassin versant (km²).

AN: h = 528.75m, Pm = 203.2 mm, Pa = 1213.8 mm,

D'où : Es= 863 t/km²/an

En prenant en considération le poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1,4 \text{ t/m}^3$.

L'estimation du volume mort annuel est la suivante :

$$V_m = \frac{Es.S.T}{\gamma_s} \dots\dots\dots \text{(III.44)}$$

T : Duré de vue de l'ouvrage T=50 ans.

AN :

$$V_m = 1.86 \text{ Mm}^3$$

B. Formula de Tixeront :

Cette formule prend en considération la distribution du bassin versant en fonction de sa capacité de perméabilité et est rédigée :

$$V_m = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s.T}{\delta_s} \dots\dots\dots \text{(III.45)}$$

T : Temps d'exploitation (T = 50 ans).

δ_s : Poids spécifique de sédiments (1.4 t/m³).

Qs : Débit solide en (tonne/ an).

$$Q_s = \alpha. Le^{0.15}. S \dots\dots\dots \text{(III.46)}$$

Avec :

Le : Lamé d'eau écoulé (mm)

S : Surface du bassin versant (km²)

A : Caractéristique de perméabilité.

Tableau III.32: Déférentes valeurs de “ α ”

Variation de perméabilité	α
Elevée	8.5
Moyenne	75
Faible a moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

En prenant en considération le poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1,4 \text{ t/m}^3$.

Le volume annuel est exprimé comme suit :

$$V_m = 1.05 \frac{5077.2 \times 60.43 \times 50}{1.4}$$

$$V_m = 1.9 \text{ Mm}^3$$

C. Formule de Saidi :

$$E_s = 19.M_0^{1.246}.C_e^{-0.885} \dots \dots \dots \text{(III.47)}$$

Avec :

M_0 : Module de l'écoulement spécifique (l/s/km²).

C_e : Coefficient de l'écoulement.

A.N : $E_s = 1085.49 \text{ t/km}^2/\text{an}$

$$V_m = 2.34 \text{ Mm}^3$$

Récapitulation :

Les conclusions sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.33 : Les valeurs du volume mort en suspension

Formule	L'érosion spécifique (t/km ² /an)	Volume mort (Mm ³)
TIXERONT	/	1.9
FOURNIER	863	1.86
SAIDI	1086.49	2.34

La valeur moyenne est de 2.1 Mm³.

La valeur choisie est celle qui est la plus proche de la moyenne, celle de TIXERONT, donc $V_m = 1.9 \text{ Mm}^3$.

III.6.2 Transport solide par charriage :

En règle générale, on estime que le transport solide par charriage représente environ (10 % à 20%) de celui en suspension. Considérons que le transport solide par charriage représente environ 15% de l'ensemble du transport solide en suspension.

Ainsi, le volume de transport solide par chariot est de 0,29 Mm³.

Ainsi, on estime que le volume perdu au cours des 50 ans de vie de la retenue sera de 2,2 Mm³.

III.7 Régularisation des débits :

L'objectif de l'étude de régularisation du barrage projeté sur l'Oued Flidoun est de définir les critères de régularisation.

Le volume de la réserve utile ainsi que le niveau correspondant.

On utilise différents types de régularisation :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

- On utilise la régularisation saisonnière lorsque les apports dépassent la demande.
- On utilise la régularisation annuelle lorsque les contributions sont inférieures à la consommation. Dans cette situation, les eaux des périodes humides sont conservées afin d'être distribuées pendant les périodes sèches. Les facteurs qui influencent le calcul de la régularisation sont :
 - L'apport (A80% en Mm3)
 - Les consommations totales (Mm3).
 - Les infiltration et l'évaporation.
 - Les courbes caractéristiques de la retenue.

III.7.1 Répartition mensuelle de l'apport 80% :

Tableau III. 34 : Répartition mensuelle de l'apport.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Totale
A80% (Mm³)	0,0	1,2	2,6	5,5	5,9	6,0	4,3	4,3	2,3	0,2	0,0	0,0	32,4
A80% (%)	0,0	3,8	8,1	16,9	18,2	18,4	13,3	13,4	7,2	0,6	0,0	0,0	100,0

Il est notable que la période d'octobre-avril est très importante, tandis que la période de juin-septembre est sèche.

III.7.2 Répartition mensuelle des besoins :

Tableau III.35 : Répartition mensuelle des besoins.

Mois	Se	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Totale
Besoins (Mm3)	3	3	1	1	1	1	1	1	3.5	3.5	3.5	3.5	26
Besoins (%)	11.54	11.54	3.85	3.85	3.85	3.85	3.85	3.85	13.46	13.46	13.46	13.46	100

Source : Direction des ressources en eau Bejaia

III.7.3 Courbes « Hauteur-Capacité-Surface »

L'estimation des volumes a été réalisée en utilisant la formule suivante :

$$DV_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots \dots \dots \text{(III.48)}$$

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

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

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

δV : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm^3 .

$$DV_i = \frac{2}{3} \cdot S_{\text{moy}} \cdot DH \dots \dots \dots \text{(III.49)}$$

Tableau III.32 : Courbes topographiques et volumétriques

Cote (m)	V(hm ³)	S(km ²)
295	0,000	0
300	0,312	0,0623
305	1,145	0,1666
310	2,436	0,2583
315	4,235	0,3597
320	6,743	0,5017
325	10,094	0,6702
330	14,451	0,8713
335	19,759	1,0617
340	26,010	1,2502
345	33,241	1,4462
350	41,471	1,6459

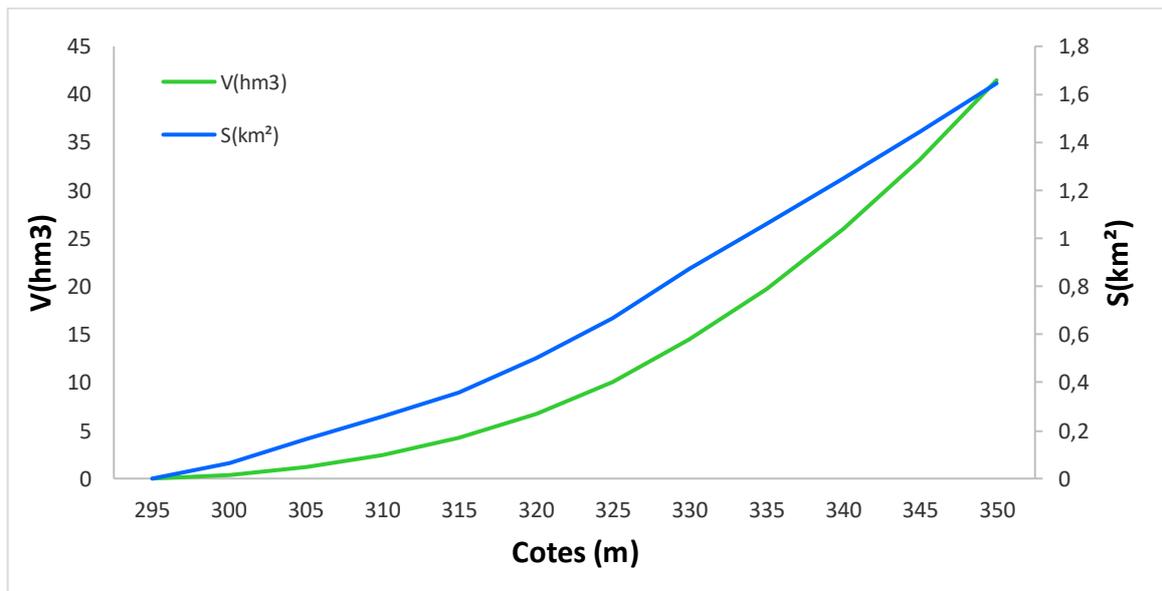


Figure III.25 : Courbes Hauteur-Surface-Volume

III.7.4 Calcul du volume utile (Touaibia, 2001)

Pour calculer le volume utile du barrage, nous avons besoins de :

- L’apport annuel A80%.
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.
- Le calcul de la régularisation qui effectué en utilisant « la méthode du bilan d’eau ».

Procédé de calcul

- Détermination de la période de bonne hydraulicité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcule des volumes excédentaires et déficitaires « Vs » et « Vd ».

- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période de bonne hydraulité est celle du mois de Novembre jusqu'au mois d'Octobre, les calculs se font comme suit : $V_{rf} = V_{ri} + (W-U)$ (III.50)

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final,

V_{ri} : Volume de remplissage initiale,

S : Volume excédentaire à évacuer.

Remarque : Étant donné que nos contributions dépassent les besoins, nous décidons de procéder à une régularisation saisonnière.

III.7.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir comptes des pertes :

Le niveau de remplissage de la retenue dans les conditions normales d'exploitation est déterminé par la capacité utile. En d'autres termes, à proximité du niveau habituel de la retenue NNR.

Le temps de fonctionnement désigne l'alternance de la période de remplissage ou de restitution. Il y a également les instructions d'utilisation, qui sont au nombre de deux :

- **Première consigne d'exploitation :** Lors des crues, elle implique de remplir le barrage jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR). Par la suite, rétablir l'excès d'eau que l'évacuateur de surface déverse.
Chaque mois, le niveau de remplissage initial est déterminé en fonction du remplissage final, en prenant en compte le NNR et le niveau du volume mort NVM, que l'on ne doit pas dépasser.
- **Deuxième consigne d'exploitation :** Cette instruction stipule que les eaux supplémentaires doivent être évacuées par l'évacuateur de surface.
- Les calculs de la régularisation saisonnière sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.33 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³)

Mois	W (Mm ³)	U (Mm ³)	W-U (Mm ³)	1ère consigne			2ème consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Nov	2,6	1	1,6	3,8	2,2			2,2	
					3,8		0,6	2,2	1,6
Dec	5,5	1	4,5	8,3	8,3		-2,3	2,2	4,5
Jan	5,9	1	4,9	13,2	13,2		1,7	6,3	0,8
Fev	6	1	5	18,2	17,9	0,3	6,6	11,3	
Mar	4,3	1	3,3	21,5	17,9	3,3	11,6	14,6	
Avr	4,3	1	3,3	21,5	17,9	3,3	14,9	17,9	0,3
Mai	2,3	3,5	-1,2	17	16,7		18,2	17	
Juin	0,2	3,4	-3,2	13,8	13,5		17	13,8	
Juil	0	3,4	-3,4	10,4	10,1		13,8	10,4	
Aout	0	3,4	-3,4	7	6,7		10,4	7	
Sep	0	3	-3	4	3,7		7	4	
Oct	1,2	3	-1,8	2,20	1,9		2,2	2,2	
						6.9	2.2	6.9	

Du tableau précédent, il ressort :

$$V_s = 22.6 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 16 \text{ Mm}^3$$

Donc : le barrage fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ Alors on prend $V_u = V_d$

$$V_u = 16 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

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

$$\text{D'où : } V_{NNR} = V_m + V_u = 1.9 + 16 = 17.9 \text{ Mm}^3$$

III.7.4.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Deux types de perte caractérisent la retenue :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

A) Pertes par évaporation

Nous avons :

$$V_{ep} = S_{moy} \cdot E_s \dots \dots \dots \text{(III.51)}$$

V_{ep} : Volume perdu a cause de l'évaporation.

E_s : Evaporation mensuelle (mm).

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

V_{moy} : Volume moyen.

$$V_{moy} = (V_{r_{fi}} + V_{r_{fi+1}}) / 2 \dots \dots \dots \text{(III.52)}$$

$V_{r_{fi}}$ et $V_{r_{fi+1}}$: les volumes de la retenue de deux mois successifs.

B) Pertes par infiltration

Le volume mensuelle des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \delta \cdot V_{moy} / 100 \dots \dots \dots \text{(III.53)}$$

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

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

V_{moy} : Volume moyen.

Tableau III.34 : Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm³).

Mois	W	U	P	W-(U+P)	1 ^{ère} consigne		2 ^{ème} consigne			
					V _{rf}	V _{ri}	V _{rf}	V _{ri}		
Nov	2,6	1	0,131	1,5	3,7 8,0	2,2 3,7		2,2 2,2		
Dec	5,5	1	0,214	4,3	12,6	8,0		2,2	2,5	1,2
Jan	5,9	1	0,300	4,6	17,2	12,6		4,1	6,8	
Fev	6	1	0,367	4,6	19,2	17,2		8,7	11,4	
Mar	4,3	1	0,393	2,9	19,2	18,9	1,2	13,3	16,0	
Avr	4,3	1	0,354	2,9	17,7	18,9	2,9	16,2	18,9	2,9
Mai	2,3	3,5	0,295	-1,5	14,2	17,4		19,2	18,9	
Juin	0,2	3,4	0,236	-3,4	10,7	14,0		17,7	15,8	
Juil	0	3,4	0,176	-3,6	7,1	10,4		14,2	12,4	
Aout	0	3,4	0,120	-3,5	4,1	6,9		10,7	8,8	
Sep	0	3	0,077	-3,1	2,2	3,8		7,2	5,3	
Oct	1,2	3	0,075	-1,9	3,7	1,9		2,2	2,2	
							4.1	2.2		4.1

Du tableau précédent, il ressort :

$$V_s = 20.8 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 16.98 \text{ Mm}^3$$

Donc, le barrage fonctionne a un seul temps.

$$V_s > V_d \text{ alors on prend } V_u = V_d$$

$$V_u = 18.9 \text{ Mm}^3$$

Le volume normale de la retenue sera :

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

$$D'où : V_{NNR} = 1.9 + 16.98 = 18.9 \text{ Mm}^3$$

Donc le volume utile saisonnière est de **16.98 Mm³**

Il correspond an un niveau **NNR = 332.4 m**

III.8 Laminage des crues :

Le calcul du laminage des crues permet de diminuer les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation, tout en préservant la sécurité globale de l'aménagement. Ce genre de calcul permet d'améliorer la capacité de stockage temporaire de la retenue et de rendre les déversements plus rapides en fonction de l'apport entrant de la crue. On peut exprimer cette relation de la manière suivante :

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots (III.54)$$

Q : Le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$Q - q = S \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots (III.55)$$

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

Différentes méthodes de calcul existent : Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step, Muskingum et d'autres. Nous utilisons la méthode de Muskingum

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

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

Dans un tronçon de rivière ou d'égout, le déplacement de l'eau pendant une période de crue suit les équations de Saint-Venant. Ces équations expriment la préservation de la masse et du mouvement le long d'un segment orienté dans la direction principale d'écoulement X. L'équation de la quantité de mouvement est la suivante :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA(S_0 - Sf) + q \frac{Q}{A} \dots\dots\dots (III.56)$$

La formule pour la continuité ou la conservation de la masse est la suivante :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \dots\dots\dots (III.57)$$

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

Les cinq termes de l'équation ont la signification suivante :

- a) L'accélération temporelle locale est représentée par le terme 1. Plus spécifiquement, il illustre la rapidité de l'évolution du débit pendant la crue. Par exemple, si le débit de crue passe de 1 m³/s à 2 m³/s en une heure, ce chiffre correspond à (1 m³/s - 2 m³/s). 3600 secondes = 0,000277 m³/s. Il convient de comparer l'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, à celle des autres termes présents dans l'équation.
- b) Le deuxième terme désigne l'accélération convective qui peut survenir lorsque la géométrie change (élargissement, rétrécissement). En l'absence de modification de la section, ce terme peut être omis.

- c) Les forces de pression causées par le changement de profondeur y sont exprimées par le terme 3 en utilisant l'abscisse x.
- d) Les forces de gravité (S_0) et les forces de frottement (S_f) sont exprimées par le terme 4.
- e) Le numéro 5 désigne la contribution ou la diminution de la quantité de mouvement causée par l'apport ou la perte d'eau sur le côté extérieur.

Les équations 1 et 2 peuvent être résolues, mais cela peut parfois poser des problèmes pratiques et numériques (Cunge et Wegner 1964). Ce système a donc souvent été simplifié en fonction des applications et des contextes.

Selon plusieurs recherches (Cunge et al. 1980), il est possible de négliger les trois premiers termes de l'équation III.68 pour la plupart des crues dans les rivières, ce qui entraîne une équation III.68 en l'absence d'apport de débit latéral.

$$S_0 = S_f \dots\dots\dots \text{(III.58)}$$

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

$$I - O = \frac{dS}{dt} \dots\dots\dots \text{(III.59)}$$

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

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

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

Le principe de conservation de la masse est simplement exprimé par l'équation III.71. Le taux de changement de stockage correspond à la différence entre les débits d'entrée et de sortie.

III.8.1.2 Méthode de Muskingum

Une fois que deux instants assez proches t_1 et t_2 ont été intégrés, l'équation 71 est écrite :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt \dots\dots\dots \text{(III.60)}$$

Pour une courte période $\Delta t = t_2 - t_1$, il est possible d'écrire :

$$S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1 - I_2}{2} - \frac{O_2 - O_1}{2} \right) \Delta t \dots\dots\dots \text{(III.61)}$$

Il s'agit de résoudre le problème en identifiant O_1 et O_2 , en ayant connaissance de I_1 et I_2 . Si une fonction d'emmagasinement est présente pour déterminer. et., l'équation III.73 ne peut être utile.

III.7.1.3 Principe de la méthode de solution

La restriction qui restreint le débit de sortie lors de l'évacuation par le fond, par une vanne ou un orifice, est responsable du laminage à travers un réservoir. Lorsqu'il s'agit d'un barrage-déversoir de grande surface, le débit d'entrée n'entraîne qu'une légère variation du niveau d'eau. C'est précisément cette élévation dans le réservoir qui influence le débit de sortie, ce qui entraîne une diminution du débit. Lorsque le déversoir est équipé d'une contraction latérale encore plus forte, on procède au laminage.

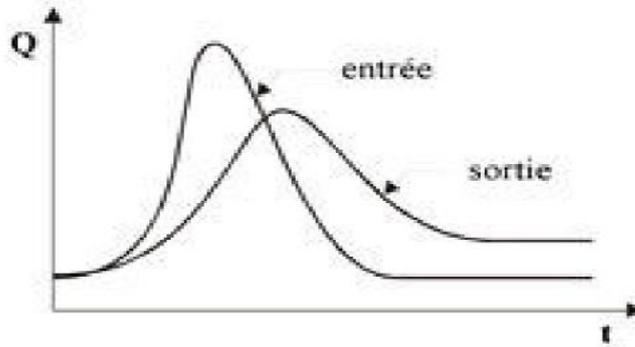


Figure III.26 : Laminage à travers un barrage

En ce qui concerne la traduction du bilan d'eau, l'équation III.62 reste valable. On peut la réécrire :

$$2\frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2\frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \dots\dots\dots \text{(III.62)}$$

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue $[2S_2 / \Delta t + O_2]$ en fonction d'autres quantités toutes connues qui figurent dans le membre de droite. Il est important de se rappeler que les indices 1 et 2 correspondent respectivement au début I_1 et I_2 à la fin d'une période de temps, représentant les débits d'entrée au début et à la fin de cette période. Ces débits sont connus car l'hydrogramme d'entrée du réservoir est supposé être connu à chaque instant. Les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue sont connues sous le nom de S_1 et O_1 . Pendant la période de crue, S_1 et O_1 sont saisis en raison de la récursivité des calculs. C'est à la fin de l'intervalle précédent que sont calculés le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle.

On se demande comment déterminer le débit de sortie O_2 en utilisant la quantité connue $[2S_2 / \Delta t + O_2]$?

Chaque réservoir peut être représenté par sa propre courbe caractéristique $\frac{2S}{\Delta t} + O = f(O)$. L'hydrogramme d'entrée du réservoir n'est pas influencé par cette courbe. Elle est exclusivement influencée par les caractéristiques géométriques du réservoir et sa structure d'évacuation.

Comme nous le montrerons dans les deux paragraphes suivants, la capacité de stockage S et le débit de sortie sont influencés par la profondeur h du réservoir. Le tableau suivant est construit en choisissant un nombre arbitraire de valeurs de h afin de couvrir correctement les périodes de variation pendant les périodes de crue :

Tableau III.35 : Valeurs de h et les plages de variation en période de crue

h_1	S_1	O_1	$2S_1/\Delta t + O_1$
h_2	S_2	O_2	$2S_2/\Delta t + O_2$
h_3	S_3	O_3	$2S_3/\Delta t + O_3$
...
$h_n S_n O_n$			$2S_n/\Delta t + O_n$

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

$$f(O) = 2S/\Delta t + O$$

III.8.1.4 Calcul du débit de sortie :

Différents types d'évacuation de l'eau des réservoirs existent. Dans l'ensemble, presque tous peuvent être classés dans l'une ou l'autre des deux familles suivantes :

- 1) Déversement à surface libre à l'aide d'un déversoir (voir figure III.27). Dans ce cas, on calcule le débit de sortie en utilisant une relation de la forme suivante :

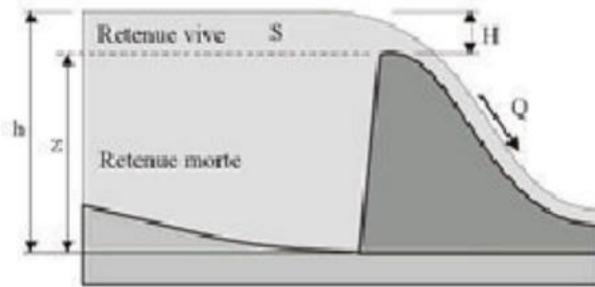


Figure III.27 : Evacuateur a surface libre a entonnement frontal.

$$Q = CBH^{1/2} + CB(h-z)^{3/2} \dots\dots\dots (III.63)$$

Où : C : Constante sui tient compte de la forme du déversoir.

B : La largeur de déversoir

H : La charge au-dessus de la crête z en avant du déversoir.

h : La profondeur d'eau en amont du déversoir.

- 2) Le débit est calculé en utilisant une relation de la forme pour évacuer le fond à travers une vanne ou un orifice :

$$Q = mA \sqrt{2gh} \dots\dots\dots (III.64)$$

Où : m : Constante de débit

A : La section d'écoulement

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

III.8.1.5 Calcul du volume stocké :

Lorsque la section A du réservoir reste constante, on peut calculer le volume stocké S pour une profondeur h donnée en utilisant la formule simple suivante :

$$S = Ah \dots \dots \dots \text{(III.65)}$$

Cela s'applique à certains bassins de rétention artificiels érigés dans les zones urbaines.

Les berges ne sont pas verticales dans les réservoirs naturels. Les courbes de stockage se manifestent alors sous la forme suivante :

$$S = a_0 + a_1h + a_2h^2 + a_3h^3 + \dots + a_nh^n \dots \dots \dots \text{(III.66)}$$

Il est nécessaire de calculer les coefficients a0, a1, a2, ..., a qui sont spécifiques à chaque réservoir en se basant sur les relevés géodésiques effectués sur le fond et les berges.

Grâce à la connaissance de H, il est possible de déterminer si la section est constante ou variable en fonction de la profondeur, ce qui permet de déterminer le volume stocké.

- **Application de la méthode de Muskingum pour un largeur de déversoir b = 15 m**
Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q = mb\sqrt{2g} H^{3/2} \dots \dots \dots \text{(III.67)}$$

Pour : $b=15 \text{ m}$ et $m= 0.49$, $Q= 32.54 H^{3/2}$

L'équation linéaire (figure III.28) peut être utilisée pour représenter la courbe capacité-hauteur, avec un coefficient de corrélation $r = 0.9999$ entre les altitudes de 335m NGA et 350m NGA.

$$V(\text{Mm}^3) = 0.0098x^2 - 6.457x + 1062.8$$

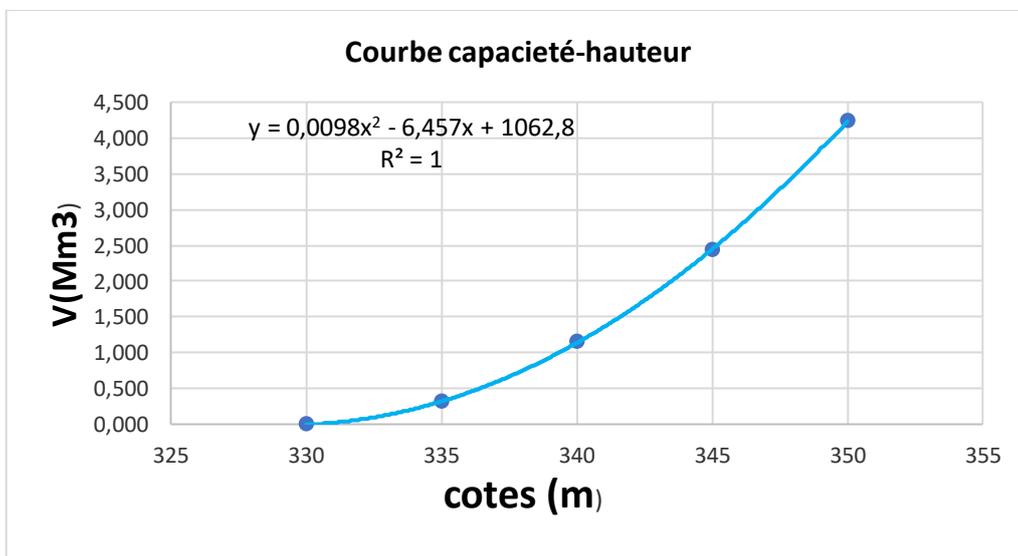


Figure III.28 : Evacuateur a surface libre a entonnement frontal.

L'équation linéaire (figure III.29) permet de représenter la courbe surface-hauteur, avec un coefficient de corrélation $r = 0,9998$ entre les altitudes de 335m NGA et 350m NGA.

$$S(\text{km}^2) = 0.0387x - 11.894$$

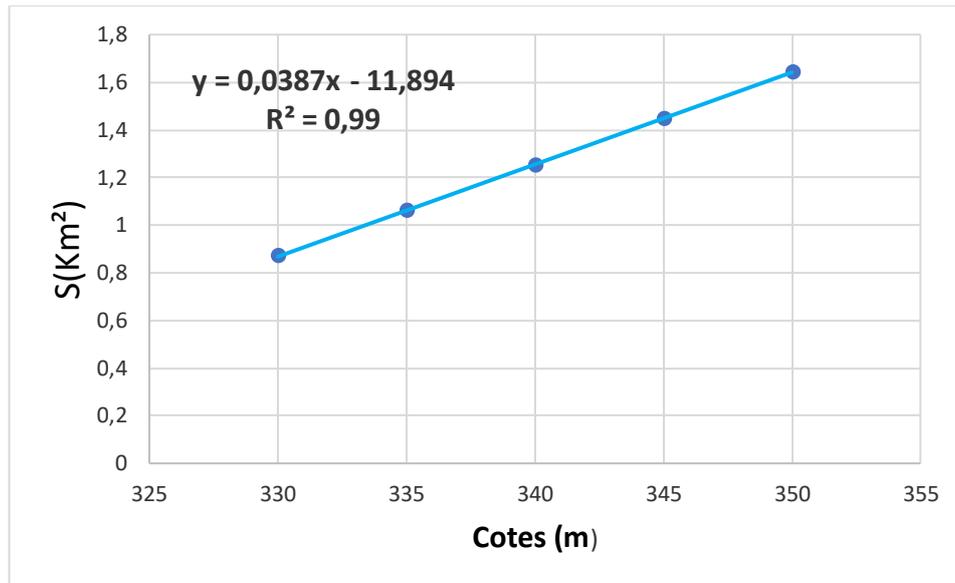


Figure III.29 : Modélisation de la courbe Surface-hauteur

Pour commencer, il est nécessaire de tracer la courbe typique du barrage $f(Q_s) = (2 S/\Delta t + Q_s)$: Au début, le débit de sortie Q_s est de 0 m³/s et la hauteur H est de 0 m, tandis que le volume stocké V_s est de 0 m³.

La plage à couvrir avec le variable H est de 654 m³/s, ce qui correspond à la valeur maximale de débit d'entrée $Q_e = 43,41 H^{3/2}$, ce qui signifie que $H_{\max} = 6$ m.

Le tableau III.34 présente les résultats obtenus pour des valeurs sélectionnées de H .

Tableau III.36 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour $b=15$ m.

H (m)	Cote (m NGA)	Q(m/s)	S(m3)	2S/ΔT+Q
0	332,4	0,0	0	0,0
0,5	332,9	11,5	494615	1110,7
1	333,4	32,6	1008580	2273,8
1,5	333,9	59,8	1541895	3486,2
2	334,4	92,1	2094560	4746,7
2,5	334,9	128,7	2666575	6054,4
3	335,4	169,2	3257940	7409,0
3,5	335,9	213,2	3868655	8810,2
4	336,4	260,5	4498720	10257,6
4,5	336,9	310,8	5148135	11751,1
5	337,4	364,0	5816900	13290,4
5,5	337,9	419,9	6505015	14875,5
6	338,4	478,5	7212480	16506,2

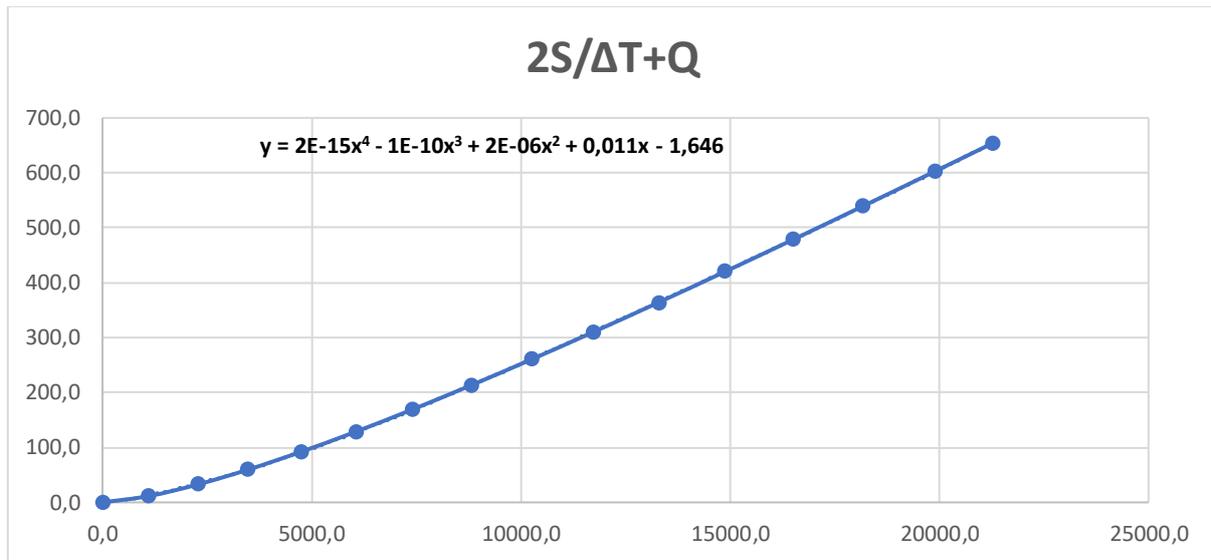


Figure III.30 : Courbe caractéristique du barrage pour b=15 m.

Utilisons la courbe caractéristique du barrage et l'équation :

$$2\frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2\frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1$$

On détermine l'hydrogramme des débits de sortie :

Tableau III.37 : Calcul de l'hydrogramme de sortie pour b=15m.

Temps(h)	I	I1+I2	2S/ΔT+Q	2S/ΔT+Q-2Q	Qs
0	0	14	0	0	0
0,2	14	70	14	17	-1
0,4	56	181	87	88	-1
0,6	125	348	269	266	1
0,8	223	571	615	603	6
1	348	850	1174	1147	14
1,2	502	1156	1997	1942	28
1,37	654	1249	3098	3000	49
1,4	595	1085	4249	4101	74
1,6	489	885	5186	4992	97
1,8	396	712	5878	5649	114
2	316	563	6361	6108	127
2,2	247	437	6671	6401	135
2,4	189	331	6837	6558	139
2,6	141	243	6889	6607	141
2,8	102	173	6851	6571	140
3	71	118	6744	6470	137
3,2	47	76	6588	6322	133
3,4	29	45	6398	6143	128
3,6	16	24	6188	5944	122
3,8	8	11	5968	5735	117

4	3	4	5746	5524	111
4,2	1	1	5528	5318	105
4,4	0	0	5319	5119	100
4,55	0	0	5119	4929	95

Les calculs de l'hydrogramme laminé pour les largeurs B de 15 à 65 mètres sont présentés dans le tableau III.38

Tableau III.38 : Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties

Hydrogramme d'entrée			Hydrogramme de sortie (m3/s)										
T (h)	I	I1+I2	B=15	B=20	B=25	B=30	B=35	B=40	B=45	B=50	B=55	B=60	B=65
0	0	14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	14	70	-1	-2	-2	-3	-4	-4	-5	-5	-6	-7	-7
0,4	56	181	-1	-1	0	0	0	1	2	3	4	5	7
0,6	125	348	1	2	4	6	9	13	17	22	27	31	37
0,8	223	571	6	8	14	20	27	38	47	59	71	79	91
1	348	850	14	19	32	46	59	84	98	122	145	158	179
1,2	502	1156	28	38	63	90	111	157	179	221	258	275	306
1,37	654	1249	49	68	111	155	184	260	290	352	404	425	464
1,4	595	1085	74	104	165	226	258	357	391	461	513	532	564
1,6	489	885	97	136	207	277	308	408	439	495	528	538	550
1,8	396	712	114	159	235	305	331	417	440	473	485	486	483
2	316	563	127	175	249	313	335	400	414	425	421	417	406
2,2	247	437	135	183	253	308	326	368	372	368	355	349	335
2,4	189	331	139	186	249	293	307	327	326	310	293	286	271
2,6	141	243	141	185	239	272	283	284	278	257	238	231	216
2,8	102	173	140	179	225	248	255	242	234	209	190	183	170
3	71	118	137	172	209	222	226	203	193	168	150	144	131
3,2	47	76	133	163	192	197	198	169	158	134	117	111	100
3,4	29	45	128	153	175	173	172	139	128	105	90	84	74
3,6	16	24	122	143	158	151	148	113	103	82	68	62	54
3,8	8	11	117	133	142	132	127	92	82	63	51	46	38
4	3	4	111	124	128	114	109	75	66	48	37	33	26
4,2	1	1	105	115	115	100	93	62	52	37	27	23	17
4,4	0	0	100	107	104	87	80	51	42	28	20	16	12
4,55	0	0	95	100	94	77	69	42	34	22	15	11	8

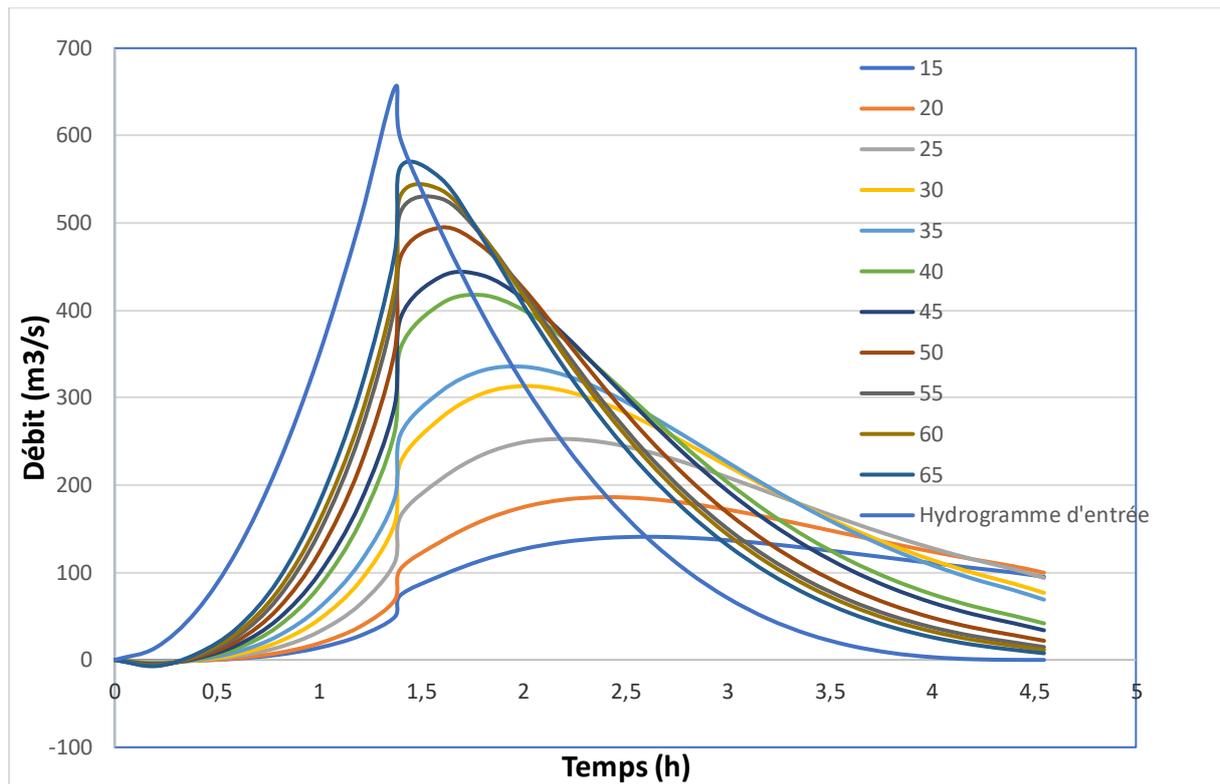


Figure III.31 : Hydrogrammes de sortie.

Tableau III.39 : Etude récapitulatif des résultats de laminage.

B (m)	Hd (m)	NPHE (m NGA)	Q laminée(m ³ /s)	V forcé (Mm ³)
15	2,66	335,057	141,00	3,538
20	2,64	335,038	186,00	3,525
25	2,79	335,191	253,00	3,626
30	2,85	335,248	313,00	3,663
35	2,69	335,089	335,00	3,559
40	2,85	335,247	417,00	3,662
45	2,73	335,128	440,00	3,585
50	2,75	335,150	495,00	3,599
55	2,69	335,095	528,00	3,563
60	2,57	334,975	538,00	3,483
65	2,52	334,919	564,00	3,445

III.9 Etude d'optimisation

L'objectif de cette étude est de définir la largeur idéale de l'évacuateur de crue en fonction de la hauteur optimale de la digue, dans le but d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

Afin d'accomplir cela, il est nécessaire d'évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs de déversement correspondant aux différentes hauteurs de la digue afin de sélectionner la solution la plus abordable.

III.9.1 La revanche :

Il s'agit du niveau de la crête du barrage par rapport à la côte des plus hautes eaux. Selon la hauteur des vagues H, la vitesse du vent U et la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue, elle varie automatiquement.

Il est nécessaire d'utiliser plusieurs formules pour calculer la revanche :

- a) Formule de MAILLET et PICQUANT (Touaibia, 2001)

$$R = h + \frac{V^2}{2g} + S \dots \dots \dots \text{(III.68)}$$

Avec:

$$h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F} \dots \dots \dots \text{(III.69)}$$

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

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}h \dots \dots \dots \text{(III.70)}$$

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch qui doit être inférieur à 18 km [F= 1.5 KM] ;

S : Marge de sécurité = 0.5m ;

A.N:

$$h = 0,5 + 0,33\sqrt{1,5} = 0,91 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 0,66.h = 1,5 + 0,66*1,99 = 2,11 \text{ m/s}$$

$$R = 0,91 + \frac{2,11^2}{2*9,81} + 0,5 = 1,64\text{m}$$

- b) Formule de STEVENSON (Schleiss, A. J, & Pougatsch H, 2011).

$$R = 0,75H + \frac{V^2}{2g} + S \dots \dots \dots \text{(III.71)}$$

$$H = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26\sqrt[4]{F} \dots \dots \dots \text{(III.72)}$$

Avec:

H : Hauteur des vagues

F : Longueur le plus importants de la direction du barrage appelée Fetch qui doit être inférieur à 18 km [F= 1.5 KM] ;

$$\text{A.N : } H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{1,5} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{1,5} = 0,879$$

$$\text{Formule de Gaillard } V = 1,5 + 2.H = 1,5 + 2*0,879 = 3,26 \text{ m/s} \dots \dots \dots \text{(III.73)}$$

Donc : R = 1,7 m

- c) Formule simplifiée :

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F} \dots \dots \dots \text{(III.74)}$$

A.N :

$$R = 1 + 0,3\sqrt{1,5} = 1,37 \text{ m}$$

Tableau III.40 : Résultats de calcul de la revanche

Formule	MAILLET et PICQUENT	STEVENSON et GAILLARD	Simplifiée	Moyenne
Valeur de la revanche	1.64	1.7	1.37	1.57

On prend la valeur proche de la moyenne. Donc celle obtenue par la formule de MAILLET et PICQUANT : **R = 1.64m**

III.9.2 Tassement de la digue et fondations

Le tassement est calculé par les formules suivantes :

$$T = 0.015 h_b \dots\dots\dots \text{(III.75)}$$

$$T = 0.001 h_b^{3/2} \dots\dots\dots \text{(III.76)}$$

Avec :

T : Tassement de la crête du barrage.

h_b : Hauteur du barrage.

Donc on estime le tassement a **0.62m**

III.9.3 Largeur de la crête

La crête permet de circuler sur le barrage une fois qu'il est achevé. La finition de l'ouvrage nécessite l'utilisation d'équipements de compactage. La hauteur maximale que le barrage doit atteindre à terme est définie par le niveau de la crête.

Plusieurs éléments influencent la largeur de la crête, tels que les risques de séisme et la longueur minimale du chemin d'infiltration qui garantit un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein. On peut évaluer la largeur en crête en utilisant les formules suivantes.

- Formule T. KNAPPEN $b = 1.65H_b^{0.5} \dots\dots\dots \text{(III.77)}$
- Formule E.F PREECE $b = 1.1H_b^{0.5} + 1 \dots\dots\dots \text{(III.78)}$
- Formule SIMPLIFIEE (ANONYME) $b = 3,6.H^{1/3} - 3 \dots\dots\dots \text{(III.79)}$
- Formule pratique (USBR) $b = 5/3 H_b^{1/2} \dots\dots\dots \text{(III.80)}$

Les résultats de calcul en fonction des diverses relations sont résumés ci-dessous :

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t \dots\dots\dots \text{(III.81)}$$

NNR : Cote du niveau NNR (m NGA)

C_f : Cote du fond = 298m

$H_{\text{dév}}$: Charge déversant au-dessus du déversoir,

R : Revanche = 1.64m

t: Tassement = 0.65m

Tableau III.41 : Résultats de calcul de la largeur en crête.

B (m)	H _d (m)	NPHE (m NGA)	Q laminée (m ³ /s)	V _{forcé} (m/s)	COTE (m NGA)	H _b (m)	Largeur en crête (m)				
							KNAPPEN	PREECE	SIMPLIFEE	PRATIQUE	Moyenne
15	2,66	335,06	141,00	3,54	337,71	42,30	10,73	8,15	9,54	10,84	9,82
20	2,64	335,04	186,00	3,53	337,68	42,28	10,73	8,15	9,54	10,84	9,81
25	2,79	335,19	253,00	3,63	337,98	42,43	10,75	8,17	9,56	10,86	9,83
30	2,85	335,25	313,00	3,66	338,10	42,49	10,76	8,17	9,56	10,86	9,84
35	2,69	335,09	335,00	3,56	337,78	42,33	10,74	8,16	9,55	10,84	9,82
40	2,85	335,25	417,00	3,66	338,09	42,49	10,76	8,17	9,56	10,86	9,84
45	2,73	335,13	440,00	3,58	337,86	42,37	10,74	8,16	9,55	10,85	9,82
50	2,75	335,15	495,00	3,60	337,90	42,39	10,74	8,16	9,55	10,85	9,83
55	2,69	335,09	528,00	3,56	337,79	42,33	10,74	8,16	9,55	10,84	9,82
60	2,57	334,97	538,00	3,48	337,55	42,21	10,72	8,15	9,53	10,83	9,81
65	2,52	334,92	564,00	3,44	337,44	42,16	10,71	8,14	9,53	10,82	9,80

Il est choisi d'avoir une largeur en crête de 9.8 m.

III.9.4 Calcule des couts :

III.9.4.1 Cout de la digue :

Les volumes de la digue correspondant aux différentes largeurs déversantes sont calculés à partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, selon les formules suivantes :

$$V_b = \sum Vi \dots\dots\dots (III.82)$$

$$Vi = (S_i + S_{i+1}/2) \cdot L \dots\dots\dots (III.83)$$

Avec :

Vi : Le volume de barrage a la cote i,

Li : Distance entre deux coupes voisines.

Si : Section transversale correspondante a la coupe i, donne par la formule :

$$Si = \frac{b+Bi}{2} \cdot Hi \dots\dots\dots (III.84)$$

Bi : Largeur de base ;

$$B_i = (m_1 + m_2) H_i + b \dots\dots\dots (III.85)$$

m_1, m_2 : fruits de talus amont et aval du barrage . ($m_1 = 3, m_2 = 2.5$)

H_i : Hauteur de la tranche au point i, donnée par :

$$H_i = NNR - C_f + R + H_d + t \dots\dots\dots (III.86)$$

On estime que le coût du mètre cube de remblai est de 500 DA.

Le tableau ci-dessous présente les volumes et les coûts de la digue pour les différentes largeurs :

Tableau III.42 : Cout de la digue

B (m)	H _b (m)	V _b (m ³)	Cout (DA)
15	42,30	1945234	972617195,5
20	42,28	1907921	953960741
25	42,43	1868107	934053378,6
30	42,49	1805425	902712446,8
35	42,33	1734072	867035825,2
40	42,49	1661815	830907370,7
45	42,37	1571873	785936509,5
50	42,39	1478138	739069226,6
55	42,33	1368581	684290472,3
60	42,21	644725	322362416,8
65	42,16	635850	317924870

III.9.4.2 Cout de l'évacuateur de crue :

- Le déversoir :

Le déversoir de type « Creager » est plus adapté à la lame d'eau afin qu'elle ne se décolle pas et ne cause pas d'effort sur le parement. De plus, cette lame d'eau s'adapte toujours à ce type de design. Le remblai sera fabriqué à partir de béton armé.

En schématisant le profil du déversoir pour la charge déversant, on obtient la section transversale du déversoir en utilisant l'équation du profil fournie par :

$$\frac{Y}{H} = 0.47 \left(\frac{X}{H}\right)^{1.8} \dots\dots\dots (III.87)$$

Avec :

H : Charge sur le seuil ;

Y : Ordonnée du profil (m) ;

X : Abscisse du profil (m).

Le volume de déversoir sera : $V_d = S.B$

Avec :

S : Section transversale (m²) ;

B : Largeur de déversoir (m).

En établissant le prix du mètre cube de béton à 35 000 DA, on peut voir le coût du déversoir pour les différentes largeurs dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.43 Cout de déversoir

B (m)	Hd (m)	S (m²)	Vd (m³)	Couts (DA)
15	2,66	40	598	20923712
20	2,64	53	1055	36933428
25	2,79	70	1744	61052673
30	2,85	85	2563	89721299
35	2,69	94	3294	115298835
40	2,85	114	4555	159419588
45	2,73	123	5524	193325641
50	2,75	138	6876	240658457
55	2,69	148	8151	285283853
60	2,57	154	9269	324409956
65	2,52	164	10642	372484497

• **Le coursier :**

Le coursier est rectangulaire et mesure environ 280 mètres de long (incluant le bassin de dissipation et le canal de fuite, voir plan de l'aménagement).

Le poids du béton de coursier est déterminé en utilisant :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \cdot L_{\text{béton}} \dots \dots \dots \text{(III.88)}$$

Les épaisseurs du radier et des murs bajoyer sont fixées à 1m et 0,7m respectivement.

Le coursier a une largeur donnée par :

$$b_{\text{coursier}} = (Q_{e,\text{max}})^{0.4} \dots \dots \dots \text{(III.89)}$$

$$b_{\text{ext. Coursier}} = b_{\text{coursier}} + 1.4$$

$$S_{\text{radier}} = b_{\text{ext. Coursier}} \cdot e \text{ avec } e=1$$

$$H_{\text{mur}} = H_{\text{déversante}} + 0.8$$

$$S_{\text{mur}} = H_{\text{mur}} \cdot e \cdot 2 \text{ avec } e=0.7$$

$$\text{Volume de coursier} = (S_{\text{radier}} + S_{\text{mur}}) \cdot L$$

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \cdot L_{\text{coursier}}$$

Tableau III.44 : Cout de coursier

B (m)	Hd (m)	Q_{max} (m³/s)	b_{coursier} (m)	b_{ext} (m)	S_{radier} (m²)	H_{mur} (m)	S_{mur} (m²)	S_{tot} (m²)	V_{beton} (m³)	Couts (DA)
15	2,66	141	7,2	8,6	8,6	3,46	4,84	13,48	3774,10	132093438,2
20	2,64	186	8,1	9,5	9,5	3,44	4,81	14,30	4004,19	140146595,4
25	2,79	253	9,1	10,5	10,5	3,59	5,03	15,57	4360,64	152622547,4
30	2,85	313	10,0	11,4	11,4	3,65	5,11	16,47	4610,66	161373260,5
35	2,69	335	10,2	11,6	11,6	3,49	4,88	16,52	4625,10	161878479,2
40	2,85	417	11,2	12,6	12,6	3,65	5,11	17,68	4949,15	173220113,8
45	2,73	440	11,4	12,8	12,8	3,53	4,94	17,75	4970,36	173962597,5
50	2,75	495	12,0	13,4	13,4	3,55	4,97	18,33	5133,41	179669179,8
55	2,69	528	12,3	13,7	13,7	3,49	4,89	18,57	5199,11	181968897,9
60	2,57	538	12,4	13,8	13,8	3,37	4,72	18,49	5178,02	181230788,9
65	2,52	564	12,6	14,0	14,0	3,32	4,65	18,65	5222,16	182775631,8

- **Canal d'approche :**

Le canal d'approche est un système visant à minimiser les pertes d'énergie et à guider la crue de manière calme vers le seuil déversant. Assurons que sa forme est rectangulaire, avec une charge d'eau H, une revanche de 1.64m et une hauteur de pelle de 2.5m.

La totalité de la hauteur du mur est calculée par :

$$H_{ca} = H + R + P \dots\dots\dots (III.90)$$

Le volume de de canal d'approche est déterminée par :

$$V = S.L = H_{ca}.e.2. L \dots\dots\dots (III.91)$$

Avec :

L : déterminée la carte topographique de site. L = 50 m, e : prise 0.5m.

Tableau III.45 : Cout du canal d'approche

B (m)	Hd (m)	Hcr (m)	S (m2)	V (m3)	Couts (DA)
15	2,66	6,78	6,78	339,09	11868063
20	2,64	5,14	5,14	256,91	8991678
25	2,79	5,29	5,29	264,55	9259214
30	2,85	5,35	5,35	267,41	9359517
35	2,69	5,19	5,19	259,46	9081075
40	2,85	5,35	5,35	267,34	9356862
45	2,73	5,23	5,23	261,38	9148473
50	2,75	5,25	5,25	262,52	9188169
55	2,69	5,19	5,19	259,73	9090436
60	2,57	5,07	5,07	253,73	8880694
65	2,52	5,02	5,02	250,95	8783101

III.9.4.3 Cout totale du barrage

Le tableau ci-dessous présente le coût total (Digue + Evacuateur de crues) :

Tableau III.46 : Cout totale du barrage.

B (m)	H (m)	Couts de la digue (10⁶ DA)	Couts de l'évacuateur (10⁶ DA)	Couts totaux (10⁶ DA)
15	2,66	972,6	165	1137,5
20	2,64	954,0	186	1140,0
25	2,79	934,1	223	1157,0
30	2,85	902,7	260	1163,2
35	2,69	867,0	286	1153,3
40	2,85	830,9	342	1172,9
45	2,73	785,9	376	1162,4
50	2,75	739,1	430	1168,6
55	2,69	684,3	476	1160,6
60	2,57	322,4	515	836,9
65	2,52	317,9	564	882,0

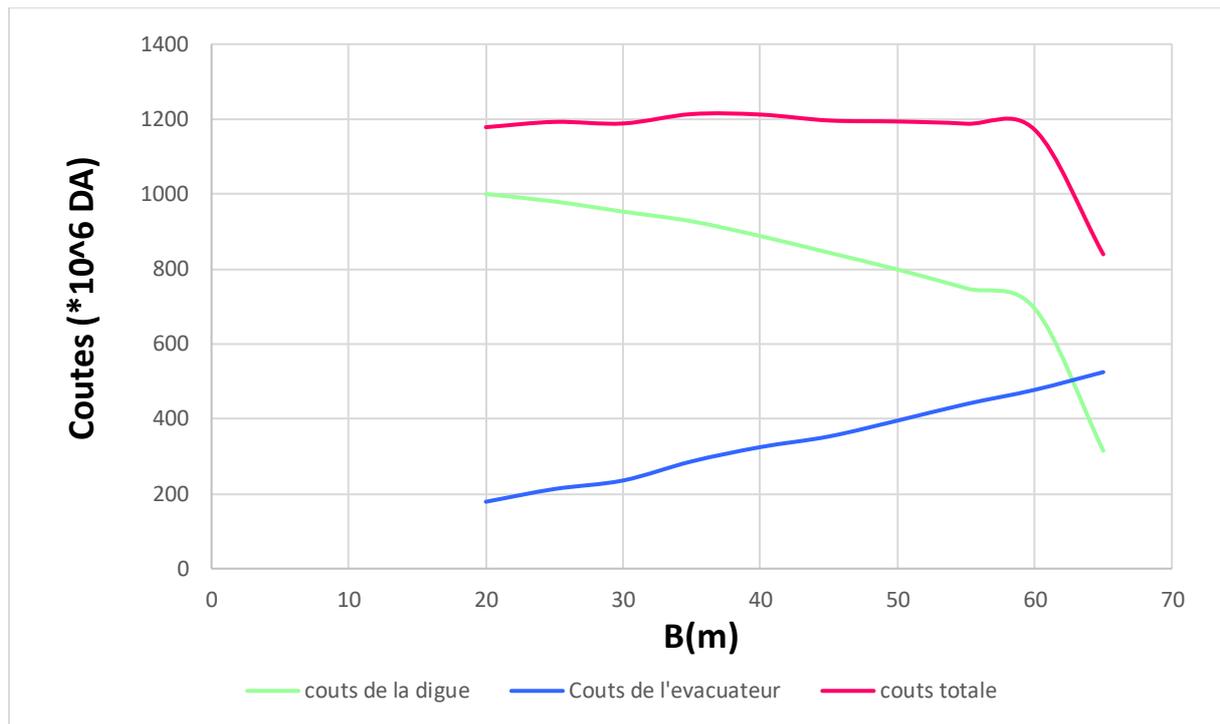


Figure III.32 : Le cout de la digue, l'évacuateur et le total du barrage

Après l'analyse d'optimisation, nous optons pour une largeur de déversement de 63 mètres

Tableau III.47 : Résultats de l'étude d'optimisation

Largeur déversant (m)	Lame déversant (m)	Débit déversant (m ³ /s)	Hauteur de barrage (m)	Cote en crête (m NGA)
65	2,52	564	42	334,92

Cela fournit un coefficient d'amortissement :

$$F = \frac{\text{Débit laminée}}{\text{débit de crue}} * 100 = \frac{579.1}{624} * 100 = 92\%$$

Conclusion :

Au cours de ce chapitre, toutes les caractéristiques hydrologiques du bassin ont été établies, ainsi que les informations requises pour évaluer la taille de l'évacuateur de crue. Parmi les données requises figurent le débit de crue millénaire laminé de 654 m³/s, ainsi que la cote NNR sur laquelle la crête du déversoir doit être calée, d'une longueur optimale de 63 m et une charge déversant de 2.52 m.

En se basant sur un volume utile de 16.98 Mm³, un volume mort de 1.9 Mm³ et un volume de terre d'environ 2 à 3 Mm³, il est possible de conclure que le barrage est rentable.

Le tableau ci-dessous présente les résultats de l'étude hydrologique, de la régularisation, du laminage des crues et de l'étude d'optimisation :

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	1.9
Volume utile	Mm ³	16.98
Volume au NNR	Mm ³	18.9
Cote du fond	m NGA	295
Cote NNR	m NGA	332.4
Cote NPHE	m NGA	334.92
Tassement	m	0.65
Revanche	m	1.64
Cote en crête	m NGA	337.44
Largeur en crête	m	9.8
Débit évacué	m ³ /s	564
Largeur du déversoir	m	65
Charge déversée	m	2.52

Chapitre IV : Etude de variante de l'évacuateur de crue

Introduction :

Dans ce chapitre, nous explorerons les différents types d'évacuateurs de crues ainsi que leur classification, en soulignant particulièrement ceux qui conviennent le mieux à notre barrage. Ensuite, nous passerons en revue les variantes les plus appropriées pour notre barrage, avant d'entreprendre une analyse technico-économique en vue de choisir la variante la plus adéquate.

IV.1 Synthèse des variantes

IV.1.1 Classification des types des évacuateurs de crue

IV.1.1.1 Selon le type de fonctionnement hydraulique ou régime d'écoulement

- Evacuateur de surface (entonnement frontal, latéral, labyrinthe...)
- Evacuateur en charge (puits, siphon sommaire pour les petites barrages, siphon a faible charge et fort débit)

IV.1.1.2 L'emplacement par rapport à la digue

- Evacuateur centrale.
- Evacuateur latérale (latérale a entonnement frontale, latérale a entonnement latérale).

IV.1.1.3 Mode de réglage du débit

- Seuil vannée.
- Seuil non vannée.

IV.1.2 Principaux critères pour choisir le type d'évacuateur de crue

- ✓ La facilité d'entretien.
- ✓ La facilité de modification.
- ✓ Le cout de l'ouvrage.
- ✓ La sureté et la sécurité de fonctionnement.
- ✓ Les exigences topographiques du site.
- ✓ Les exigences géologiques du site.
- ✓ Les difficultés de réalisation.

IV.1.3 Classification des évacuateurs selon leurs emplacement

IV.1.3.1 Evacuateur centrale intégré au corps de barrage

Il s'agit de la méthode la plus utilisée pour les barrages poids de type BCR (comme notre situation), sa particularité réside dans :

- Déversoir supporte une charge considérable.
- Entretien facile.
- Une bonne sécurité et un bon rendement.

IV.1.3.2 Evacuateur de crue posée sur la rive :

Cet évacuateur est employé pour les barrages de poids, qui reposent sur une fondation rocheuse sur l'une des rives du barrage. Il se distingue par ses caractéristiques :

- L'évacuateur présente un risque de glissement de différents plots.
- Coursier en pente élevée.

- Coûteux.

IV.1.3.3 Evacuateur de crue de type siphon

Parmi les principales importances de ce type de charge, et posée sur la digue du barrage, on retrouve : l'absence de condition topographique. Calcul usuel, installation facile. Et parmi ces principaux désavantages, on retrouve : Amorçage et le désamorçage, Entretien indispensable, Dispositif sur le corps de la digue.

IV.1.3.4 Evacuateur de forme tulipe

Le déversoir est généralement installé séparément de la digue, et il se distingue par un puits qui part de la hauteur NNR vers le fond, suivi d'un coude et d'une galerie, ainsi qu'une conduite d'écoulement à surface libre et d'un dissipateur d'énergie pour acheminer l'eau vers le cours d'eau.

IV.1.4 Choix de type d'évacuateur pour notre cas d'étude

L'emplacement de l'évacuateur de crues dépend essentiellement de la géologie et de la topographie du site, tout en tenant compte bien sur des facteurs économiques et de la sécurité de l'aménagement.

De manière géologique et technique, il est envisageable d'utiliser un déversoir polygonal (labyrinthe) de forme trapèze, rectangle, triangle ou bec de canard. Pour cela, nous allons effectuer le calcul hydraulique des quatre options afin de déterminer la variante la plus appropriée.

IV.1.5 Choix de la rive favorable

La rive droite présente un avantage supérieur à la rive gauche en raison de la pente douce du versant et de la longueur de l'évacuateur de crue, ce qui réduit le volume de terrassement et les dimensions du coursier et de l'ouvrage de dissipation (la largeur et la longueur). La rive gauche présente une pente importante, ce qui entraîne l'installation d'un évacuateur latéral sur cette rive.

- Un volume de déblai important
- Un coursier à forte pente favorise l'érosion et la vibration des murs bajoyers

Selon les détails mis en évidence précédemment, le choix est fait pour l'étude d'un évacuateur de crue latéral sur la rive droite.

IV.2 Dimensionnement des variantes d'évacuateur choisis

IV.2.1 Evacuateurs a surface libre a déversoir labyrinthe

Le déversoir en forme de labyrinthe est fréquemment une option efficace pour accroître la capacité de l'évacuation. Cependant, la localisation du labyrinthe est conditionnée par les spécificités du site. Le déversoir de ce genre présente une forme non linéaire qui se caractérise par la répétition de plusieurs formes en plan, généralement rectangulaire, triangulaire ou trapézoïdale. Ces différentes formes mentionnées permettent donc d'augmenter la longueur totale de la crête du déversoir. L'augmentation de la capacité de l'évacuation est multipliée par rapport au déversoir linéaire qui a la même largeur du canal et fonctionne sous la même charge.

Pour effectuer le calcul hydraulique de l'évacuateur de crues, les informations suivantes sont nécessaires.

- Le maximum de débit à évacuer est de **579,1** m³/s.

- Longueur du déversement L = **65** m de.
- La charge hydraulique au-dessus du déversoir est de H=2.56 mètres.

a. Canal d'approche

✓ **Vitesse d'approche**

La formule suivante permet de calculer la vitesse dans le canal d'approche :

$$V_a = \frac{Q_{dév}}{S_c} \dots\dots\dots (VI.1)$$

Avec :

V_a : Vitesse d'approche en m/s.

Q_{dév}: D »bit maximum a evacuee = 564 m³/s.

S_c : Section du canal d'approche (section rectangulaire).

b : largeur du déversoir en m.

h : Charge hydraulique.

h = H + P (P est la hauteur de la pelle et H est la charge).

0,4 < $\frac{P}{H}$ ≤ 1,6 : H=2,52 alors 1 < P ≤ 4 on prend **P=4m**

h = 2,52 + 4 = 6,5 m

$$V_a = \frac{564}{65 \times 6,5} = 1,33 \text{ m/s}$$

V_a < V_{adm} avec V_{adm} = 1,65- 2 m/s pour les alluvions. Afin d'éviter le risque d'affaissement et d'érosion, une plateforme en béton à pente très faible est élaborée, ainsi qu'une plateforme d'approche située à l'entrée du canal.

✓ **Pente du canal d'approche**

✓ Pour un régime uniforme, nous avons :

$$Q = \frac{1}{n} \cdot S \cdot R^{2/3} \cdot I_0^{1/2} \dots\dots\dots (VI.2)$$

Alors : $I_0 = \left(\frac{n \cdot Q}{S \cdot R^{2/3}} \right)^2$ et $R = \frac{S}{P}$

Où : Q : Débit déversant, = 564 m³/s.

S : Section mouillée = 422.5 m².

P : Périmètre mouillé du canal rectangulaire = 78 m

n : Coefficient de Manning (n=0,03 pour le canal rocheux).

I₀ : pente du fond.

$$I_0 = \left(\frac{564 \cdot 0,03}{422,5 \cdot 5,42^{2/3}} \right)^2 = 0,00017 \qquad \qquad \qquad I_0 = \mathbf{0,017\%}$$

✓ **Hauteur de mur du canal d'approche**

La formule suivante permet de calculer la revanche du canal :

$$H_m = H + P + Re \dots\dots\dots (VI.3)$$

$$Re = 0.6 + 0.05V(H)^{1/3} \dots\dots\dots (VI.4)$$

$$Re = 0.6 + 0.05 * 1.33 * (2.52)^{1/3} = 0,69 \text{ m}$$

Ainsi, la hauteur du mur est :

$$H_m = 2,5 + 4 + 0,69 = 7,29 \text{ m on prend } H_m = 7,3 \text{ m.}$$

✓ Longueur de canal d'approche

La longueur du canal d'approche est déterminée en se basant sur la topographie, et elle est estimée à 40 mètres.

b. Dimensionnement de déversoir labyrinthe

D'après l'étude d'optimisation, une longueur de déversement de 65 mètres a été obtenue. Cependant, cette valeur n'est pas applicable du point de vue topographique pour un déversoir rectiligne. L'implantation d'un tel dispositif nécessiterait des excavations supplémentaires pour augmenter l'espace (l'emprise) disponible sur le terrain de 30 mètres à 65 mètres, ce qui n'est pas économiquement viable. Pour remédier à cette contrainte, nous avons opté pour une variante de déversoir de type labyrinthe afin d'augmenter la longueur de déversement à 65 mètres tout en restant dans les limites de l'espace disponible de 40 mètres.

On a les données de départ :

- Débit déversant $Q_{dév} = 564 \text{ m}^3/\text{s}$.
- La largeur de déversoir $W = 30 \text{ m}$.
- La hauteur déversant $h_{dév} = 2,5 \text{ m}$.
- Hauteur de la pelle $P = 4 \text{ m}$.
- Nombre de cycle $n=3$.

Un élément de base d'un déversoir labyrinthe de largeur D et de longueur déversant est pris en compte :

• Triangle

La forme triangulaire du labyrinthe est un déversoir dont les parois latérales se rencontrent à un point qui donne naissance à un triangle.

$$\text{Avec : } L = 2.b \dots\dots\dots (VI.5)$$

• Rectangle

Les parois latérales du labyrinthe rectangulaire présentent un angle nul par rapport à la direction de l'écoulement, et elles sont également perpendiculaires aux extrémités.

$$\text{Avec : } L = 4.a + 2.b \dots\dots\dots (VI.6)$$

• Trapèze

Le labyrinthe trapézoïdal est une forme mixte de déversoir qui regroupe les deux types précédents, ce qui explique son fonctionnement en fonction de leurs caractéristiques.

Avec : $L=4.a+2.b$

✓ **Détermine de rapport L/w :**

Le rapport L/w est calculé en utilisant les relations suivantes :

✚ **Formule de (Darvas, 1971)**

$$Q_l = C_w \cdot W \cdot h^{1.5} \dots\dots\dots (VI.7)$$

Avec :

Q_l : débit de labyrinthe = 564 m³/s.

C_w : coefficient de décharge.

W : largeur totale de labyrinthe = 30 m.

h : hauteur déversant = 2,52 m.

Afin d'utiliser cette relation, il est nécessaire de vérifier la condition suivante :

$$\frac{w}{p} \leq 2 \quad \text{avec :} \quad w : \text{largeur pour un cycle (m) } w= 10 \text{ m.}$$

$$P : \text{Hauteur de la pelle (m) } P= 5 \text{ m.}$$

Alors $\frac{w}{P} = \frac{10}{5} = 2 \longrightarrow$ conditions vérifier.

Donc $C_w = \frac{Q_l}{W \cdot h^{1.5}} \dots\dots\dots (VI.8)$

AN $C_w = \frac{579.1}{30 \times 2,56^{1.5}}$

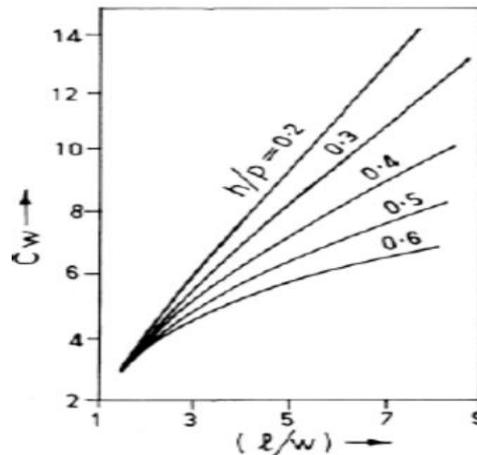


Figure IV. 1: abaque de relation entre Cw, h/P et L/w (Darvas 1971)

C_w = 4.7

Alors on a C_w = 4.7 et

h/P = 2.52/5 = 0.5 donc d'après l'abaque L/w = 3

✚ **Formule de (Zarrouk, Seqqat-Dakhma, Chérif 1995)**

$$\mu_w = \frac{Q_l}{w \cdot \sqrt{2gh^{1.5}}} \dots\dots\dots (VI.9)$$

Avec : Q_l : débit labyrinthe $Q_l = 564 \text{ m}^3/\text{s}$.
 W : largeur totale de labyrinthe (m).
 H : charge déversant (m).

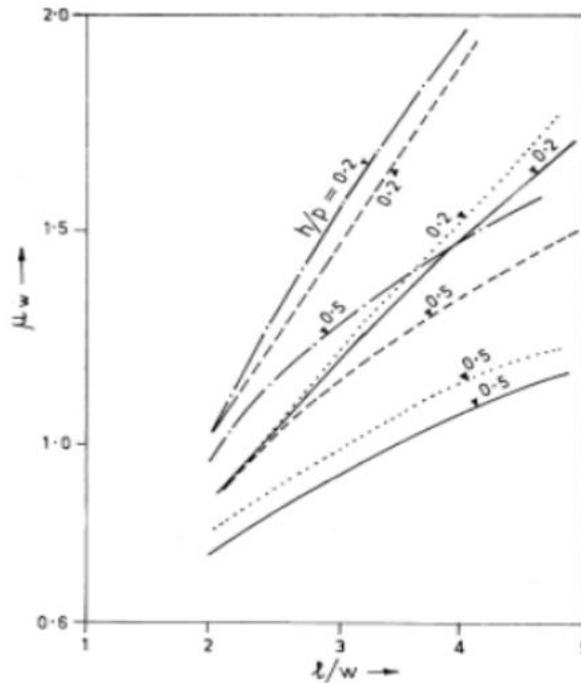


Figure IV.2 abaques relation μ_w , h/P et l/w (Zarrouk, Seqqat-Dakhma, Chérif 1995)

AN $\mu_w = 1,1$

Alors pour $\mu_w = 1,1$ et $h/P = 0,5$ et l'abaque de ZARROUK $\rightarrow L/w = 2.3$

Calculons la moyenne de l/w entre VARDAS et ZARROUK :

$$L/w = (3 + 2.3) / 2 = 2.6$$

- On la largeur totale de labyrinthe $W = 30 \text{ m}$.
- Le nombre de cycle $n = 3$
- Largeur d'un seuil cycle $w = 30/3 \rightarrow w = 10 \text{ m}$
- La largeur d'un élément de base : $L = 26 \text{ m}$.

- **Calcule les détails de déversoirs**
 - ❖ **Calcule à et b de déversoir labyrinthe**

✓ **Triangle**

On a :

$$L = 2b$$

On pose $b = 13 \text{ m}$

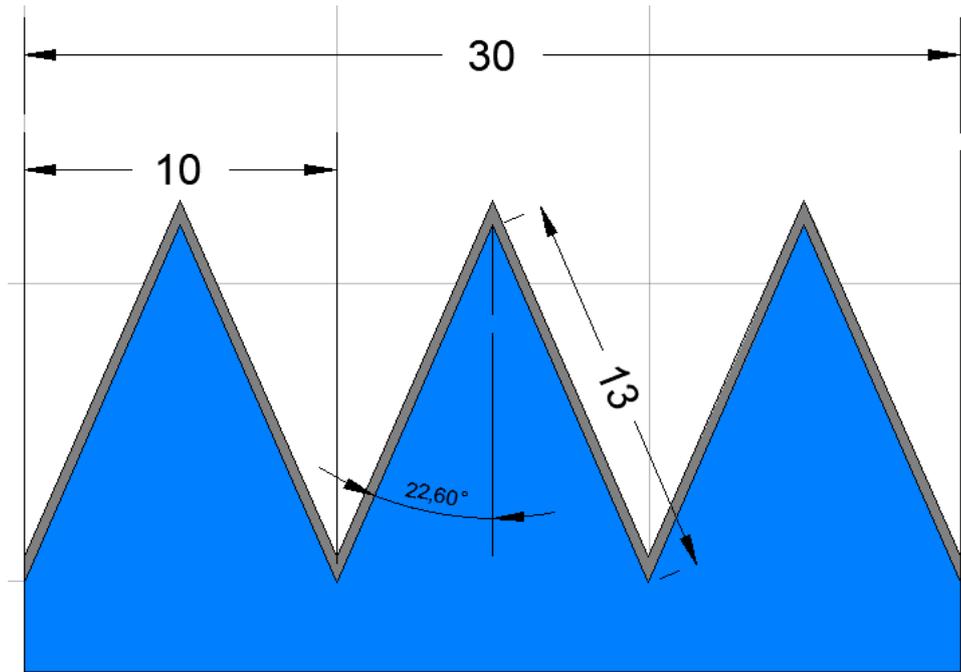


Figure VI.3 : Dimensions de déversoir labyrinthe de forme triangulaire.

✓ **Rectangle**

On a :

$$L = 4a + 2b$$

On pose $a = 2$ m et on calcule b :

$$b = (26 \div 4 \cdot 2) / 2$$

$$b = 9 \text{ m}$$

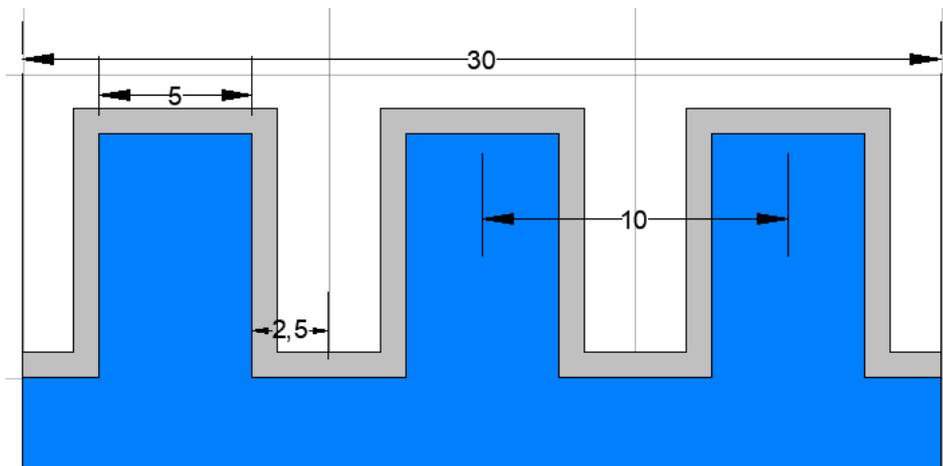


Figure VI.4: Dimensions de déversoir labyrinthe de forme rectangulaire.

✓ **Trapèze**

On a :

$$L = 4a + 2b$$

On pose $a = 1,5$ m et on calcule b :

$$b = (26 \div 4 \cdot 2) / 2$$

$$b = 10 \text{ m}$$

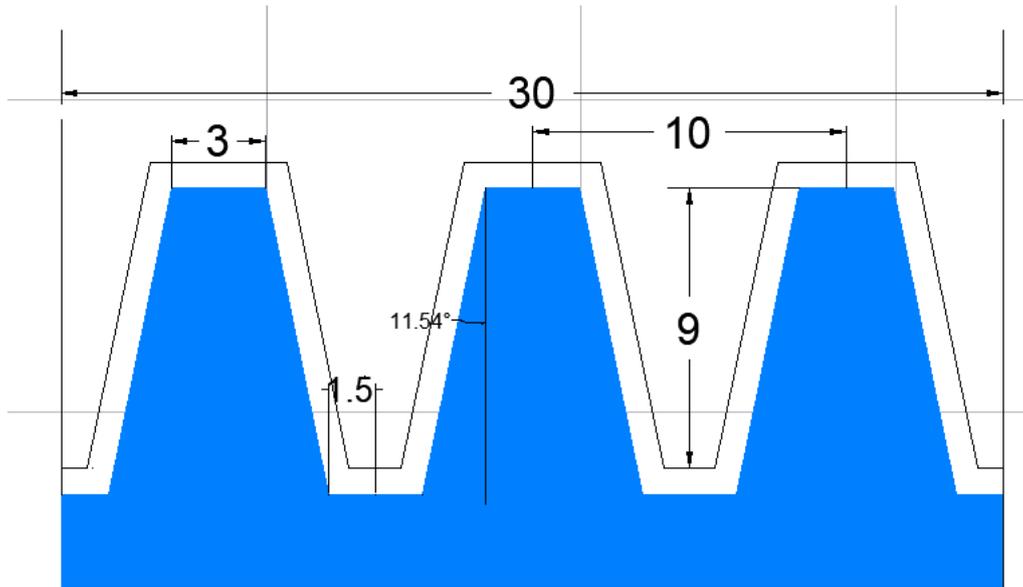


Figure VI.5 : Dimensions de déversoir labyrinthe de forme trapézoïdale.

❖ Calcule l'angle α et α_{max}

En calculant les deux angles de déversoir labyrinthe α_{max} et α , nous obtiendrons :

- Vérifie l'angle α maximum :

La relation est la suivante :

$$\alpha_{max} = \sin^{-1} \left[\frac{W}{L} \right] \dots \dots \dots (VI.10)$$

Avec :

α_{max} : angle maximale que fait le déversoir.

W : largeur d'un cycle W = 10 m.

L : longueur de cycle

AN :

$$\alpha_{max} = \sin^{-1} \left[\frac{10}{26} \right]$$

$$\alpha_{max} = 22,61^\circ$$

- Effectue le calcul de l'angle α :

On a la relation suivante :

$$\alpha = \sin^{-1} \left[\frac{\frac{W}{2} - 2a}{b} \right] \dots \dots \dots (VI.11)$$

Avec : α : angle réelle de déversoir.

W : largeur d'un cycle w = 10 m.

$$t = \frac{P}{6} = 0.8 \text{ m.}$$

Tableau IV.1 les résultats de calcul de la géométrie de déversoir

La forme	a	b	Sin α	α	α/α _{max}
Trapèze	1,5	10	0,2	11,54	0,51
Rectangle	2	9	1	90	3.98
Triangle	/	13	0,38	22.6	1

c. Le coursier :

Dans ce cas, le coursier est directement suivi du déversoir.

Les éléments essentiels pour le calcul de la ligne d'eau sont :

L = 100m.

I = 30%.

n = 0.014.

B = 30 m.

• Dimensionnement :

✓ **Calcul la hauteur critique**

La relation de Manning-Strickler est utilisée pour calculer la hauteur critique hc :

$$Q = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S * \sqrt{I} \dots\dots\dots \text{(VI.12)}$$

$$hc = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2g}} \dots\dots\dots \text{(VI.13)}$$

Avec : hc : hauteur critique (m).

Q : débit laminé (m³/s)

b : largeur de l'évacuateur de crue b = 30m.

AN : hc = 3.3 m

✓ **Calcul de la hauteur normale**

La hauteur normale h_n est la hauteur de la lame d'eau dans le coursier, calculée par la relation de Manning-Strickler :

$$Q_s = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S_i \cdot \mu i^{\frac{1}{2}}$$

Avec :

Q_s : débit laminé (m^3/s).

n : coefficient de Manning. Pour le béton on a $n = 0.014$

R : rayon hydraulique. $R = S_m/P_m \longrightarrow S_m$: surface mouillée (m^2).

P_m : périmètre mouillée (m).

S_i : surface mouillée (m^2).

i : la pente de coursier

Par les calculs itératifs on obtient : $H_n = 1.33 \text{ m} \longrightarrow V = 14.51 \text{ m/s}$

* Selon les résultats obtenus, on constate que $h_n < h_c$, ce qui confirme la condition et entraîne un écoulement torrentiel.

✓ Méthode indirecte d'intégration numérique

La solution de l'équation différentielle de l'équation de mouvement est l'équation de cette méthode, avec $(dQ/dX) = 0$.

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^2} \dots \dots \dots \text{(VI.14)}$$

Avec : S_0 : pente du fond.

S_f : pente de la ligne d'énergie.

Fr : nombre de Froude.

Selon l'hypothèse selon laquelle on peut calculer la pente de la ligne d'énergie SF pour chaque valeur de profondeur en utilisant l'équation de Manning est possible. L'équation se transforme en équations finies :

$$\Delta x = \frac{1 - Fr^2}{i - G} \times \Delta y$$

Avec :

Δx : variation suivant x.

Δy : variation suivant y.

Fr : nombre de Froude.

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gh}}$$

G : représente l'équation.

$$G = \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{\frac{4}{3}}}$$

Ainsi, on attribue des valeurs arbitraires à y, comme on peut le voir avec $h_c = y_c \rightarrow h_n = y_n$.

* Le tableau ci-dessous présente les résultats de calcul :

Au niveau de $h = h_c$, on observe un Froude = 1, ce qui signifie que la ligne d'eau atteint une valeur infinie. Pour résoudre ce problème, il est nécessaire de commencer le calcul depuis une valeur inférieure à h_c . Dans notre cas, $h_c = 3,3$ m, ce qui signifie que nous avons commencé par $h = 3.3$ m dans le tableau IV.2.

Tableau IV.2 Calcul de ligne d'eau dans le coursier

Y	Y _{moy}	S _{moy}	P _{moy}	R _{moy}	V	Fr ²	1-Fr ²	$\frac{n^2 Q^2}{A^2 R^3}$	i- $(\frac{n^2 Q^2}{A^2 R^3})$	Δx	L
3,3											
3,18	3,24	97,2	36,5	2,7	5,8	1,1	-0,1	0,00	0,31	-1	1
3,06	3,12	93,5	36,2	2,6	6,0	1,2	-0,2	0,00	0,31	-1	2
2,94	3,00	89,9	36,0	2,5	6,3	1,3	-0,3	0,00	0,31	-1	3
2,82	2,88	86,3	35,8	2,4	6,5	1,5	-0,5	0,00	0,31	-1	4
2,69	2,75	82,6	35,5	2,3	6,8	1,7	-0,7	0,00	0,31	-1	5
2,57	2,63	79,0	35,3	2,2	7,1	2,0	-1,0	0,00	0,31	-2	7
2,45	2,51	75,4	35,0	2,2	7,5	2,3	-1,3	0,00	0,31	-2	9
2,33	2,39	71,7	34,8	2,1	7,9	2,6	-1,6	0,00	0,31	-2	11
2,21	2,27	68,1	34,5	2,0	8,3	3,1	-2,1	0,00	0,31	-3	14
2,09	2,15	64,4	34,3	1,9	8,8	3,6	-2,6	0,01	0,30	-3	17
1,97	2,03	60,8	34,1	1,8	9,3	4,3	-3,3	0,01	0,30	-4	21
1,85	1,91	57,2	33,8	1,7	9,9	5,2	-4,2	0,01	0,30	-5	26
1,72	1,78	53,5	33,6	1,6	10,5	6,3	-5,3	0,01	0,30	-6	32
1,60	1,66	49,9	33,3	1,5	11,3	7,8	-6,8	0,01	0,30	-8	40
1,48	1,54	46,3	33,1	1,4	12,2	9,8	-8,8	0,02	0,29	-10	49
1,36	1,42	42,6	32,8	1,3	13,2	12,6	-11,6	0,02	0,29	-12	62
1,24	1,30	39,0	32,6	1,2	14,5	16,4	-15,4	0,03	0,28	-16	78
1,12	1,18	35,3	32,4	1,1	16,0	22,0	-21,0	0,04	0,27	-22	100

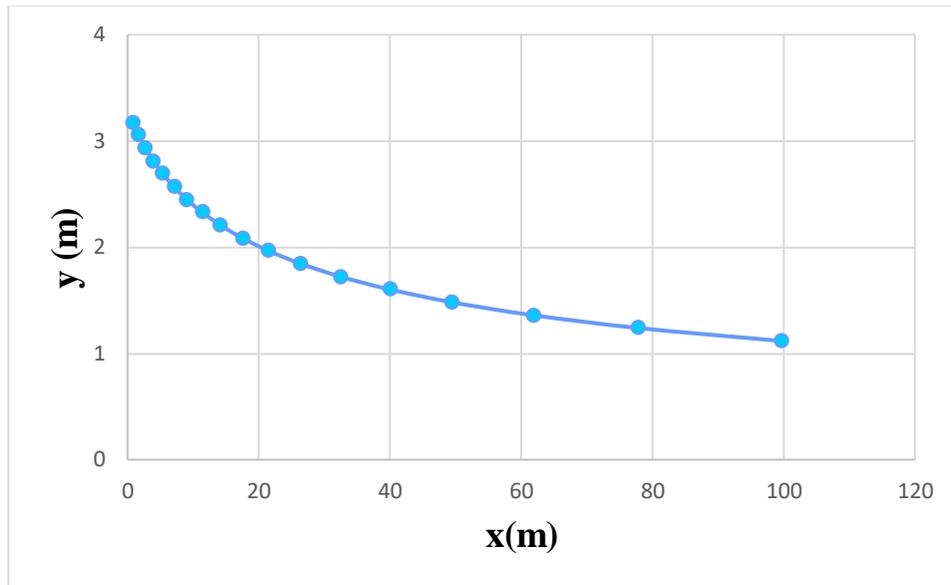


Figure IV.6 : Graphique de la ligne d'eau dans le coursier

$H_2 = 1.12m$

✓ Calcul la hauteur de mur bajoyers de coursier

L'écoulement de l'eau au niveau du coursier était maintenu par les murs bajoyers qui jouaient un rôle de protection et de guide de l'écoulement. La hauteur des murs bajoyers est calculée selon la relation suivante :

$$H_m = h_n + R \dots\dots\dots (VI.15)$$

Avec : H_m : hauteur de mur bajoyer(m).

H_n : hauteur normale de l'eau (m).

R : la revanche.

Pour un phénomène extrême, la revanche est utilisée pour protéger l'ouvrage de l'écoulement de l'eau. Elle est calculée par la relation suivante :

$$R = 0,61 + 0,14.V^{1/3} \dots\dots\dots (VI.16)$$

Selon la ligne d'eau, les murs sont plus ou moins hauts dans chaque section du coursier en fonction de la profondeur de l'eau et de la vitesse du cours d'eau.

Le tableau ci-dessous présente le calcul des hauteurs des murs :

Tableau IV.3 hauteurs de murs bajoyers dans le coursier

Y (m)	L (m)	V (m/s)	R (m)	H _{bja} (m)
3,30	0	2,63	0,26	3,56
3,18	1	2,73	0,26	3,44
3,06	2	2,84	0,27	3,32
2,94	3	2,96	0,27	3,21
2,82	4	3,08	0,28	3,09
2,69	5	3,22	0,28	2,98
2,57	7	3,37	0,29	2,86
2,45	9	3,54	0,30	2,75
2,33	11	3,72	0,31	2,64
2,21	14	3,93	0,32	2,52
2,09	17	4,16	0,33	2,41
1,97	21	4,41	0,34	2,30
1,85	26	4,70	0,35	2,19
1,72	32	5,03	0,36	2,09
1,60	40	5,41	0,38	1,98
1,48	49	5,86	0,39	1,88
1,36	62	6,38	0,41	1,77
1,24	78	7,00	0,44	1,67
1,12	100	7,76	0,46	1,58

✓ **Vérifications des phénomènes d'aération et les vagues roulantes le long de coursier :**

- Aération de coursier

Le coursier est susceptible de causer des dommages importants en raison de l'érosion du fond suite à la cavitation. Le phénomène d'aération débute à partir d'une section où $V > V_{cr}$. La formule de VOINITCH SYANOGENSKY donne la valeur de V_{cr} :

$$V_{cr} = 6.63 \sqrt{gR \cos \theta} \sqrt{1 + \frac{0.0011}{R^2} \left(1 + \frac{8.71.n}{R^{\frac{1}{6}}}\right)} \dots \dots \dots \text{(VI.17)}$$

Avec : V_{cr} : vitesse critique (m/s).

R : rayon hydraulique.

θ : l'angle de coursier en ($^{\circ}$).

n : la rugosité de béton $n=0.014$.

Tableau IV.4 Résultats de calcul de phénomène d'aération et les vagues roulantes

Y (m)	R (m)	Vcr (m/s)	V (m/s)	Vcr > V
3,30	0,26	11,8	2,63	Vérifier
3,18	0,26	12,0	2,73	Vérifier
3,06	0,27	12,1	2,84	Vérifier
2,94	0,27	12,2	2,96	Vérifier
2,82	0,28	12,3	3,08	Vérifier
2,69	0,28	12,4	3,22	Vérifier
2,57	0,29	12,6	3,37	Vérifier
2,45	0,30	12,7	3,54	Vérifier
2,33	0,31	12,9	3,72	Vérifier
2,21	0,32	13,1	3,93	Vérifier
2,09	0,33	13,3	4,16	Vérifier
1,97	0,34	13,5	4,41	Vérifier
1,85	0,35	13,7	4,70	Vérifier
1,72	0,36	13,9	5,03	Vérifier
1,60	0,38	14,2	5,41	Vérifier
1,48	0,39	14,5	5,86	Vérifier
1,36	0,41	14,8	6,38	Vérifier
1,24	0,44	15,2	7,00	Vérifier
1,12	0,46	15,7	7,76	Vérifier

On a vérifié la condition, il n'y a aucun risque d'apparition de vagues roulantes.

d. Dissipateur d'énergie

Différentes catégories d'ouvrages de restitution existent et leur utilisation est déterminée par des critères techniques et économiques. Pour cette variante, il est intéressant d'opter pour un saut de ski en raison de la topographie (pour éviter des excavations considérables) et du gain potentiel de béton pour un bassin d'amortissement.

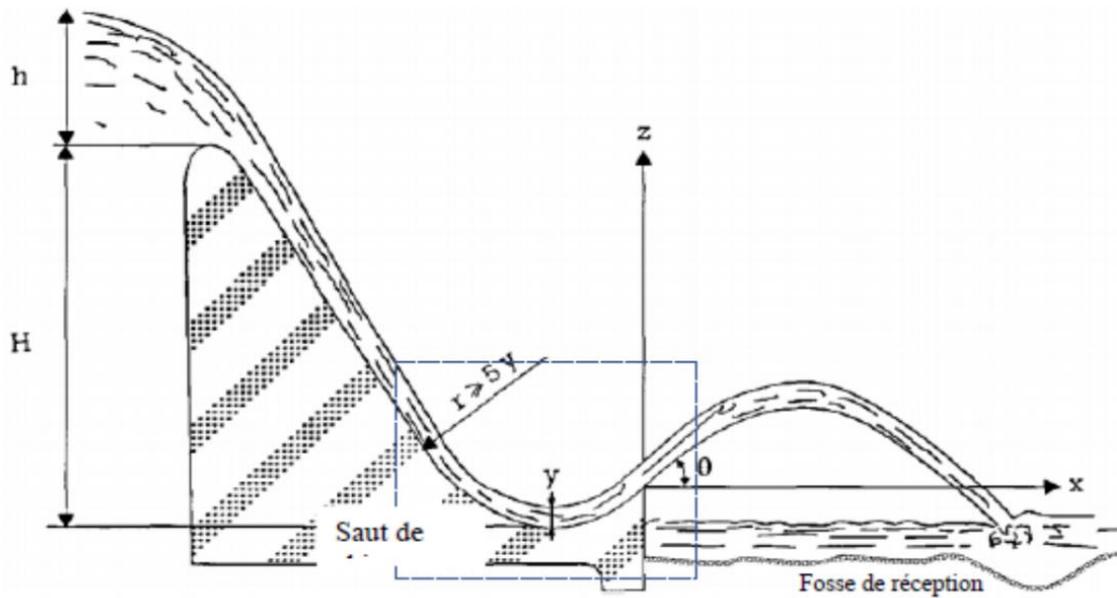


Figure IV.7 : schéma d'un évacuateur avec saut de ski (source : USBR désigne of small dams (Duncan et al. 1987))

- **Dimensionnement :**

- ✓ Rayon minimum de dissipateur saut de ski

En fin de coursier, une cuvette simple avec un rayon minimum (R) est utilisée pour assurer un décollage du jet dans des conditions optimales et réduire la quantité de mouvement de l'écoulement.



Figure IV.8 : schémas d'un saut de ski (source : google image)

Le rayon minimum " R_{\min} " est calculé en fonction du nombre de Froude, en utilisant l'abaque présente dans l'annexe :

Alors on a :

$$Fr = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

AN $Fr = 3.3$

De l'abaque on a $Fr = 3.3 \longrightarrow 4.3 = \frac{R_{min}}{h_1 + \frac{V_1^2}{2g}}$

Avec : R_{min} : rayon minimum (m).
 V_1 : vitesse en bas de coursier (m/s).
 h_1 : hauteur en bas de coursier (m).

AN $R_{min} = 5,98 \text{ m}$

✓ Angle de décollage de jet :

Une parabole est présente sur le jet, ce qui permet d'évaluer la hauteur et la distance jusqu'à laquelle le jet peut être projeté. L'angle θ de décollage est très important. Il se situe généralement entre 20° et 40° .

Le jet se déplace et retombe à la même distance :

$$X = 1.8(h + \frac{V^2}{2g}) \sin 2\theta \dots \dots \dots \text{(VI.18)}$$

Avec : X : distance maximale de jet (m).
 θ : angle de décollage en $^\circ$.
 V : vitesse de décollage.

La relation entre la hauteur du jet et le point de décollage est la suivante :

$$Y = 0.9 \sin^2(\theta) \times H_t \dots \dots \dots \text{(VI.19)}$$

Avec : $H_t = cote_{NPHE} - cote_{fond} - h_1 \dots \dots \dots \text{(VI.20)}$

AN $H_t = 38.78 \text{ m}$

Le tableau ci-dessous présente les hauteurs et les distances de jet pour les divers angles θ :

Tableau IV.5 : Résultats de calculs des hauteurs et distances suivantes les différents angles de jet

θ°	20	25	30	35	40
X (m)	17,11	18,13	20,2	21,72	22,65
Y (m)	29,09	0,61	34,07	6,40	19,38

Selon les résultats du Tableau IV-5, il y aura une perte d'angle de 20° .

Alors : $X = 17.11 \text{ m}$ et $Y = 29.09 \text{ m}$

✓ La fosse d'affouillement :

Une fosse de dissipation (d'affouillement) assure la protection avale et les parois de l'ouvrage sont protégées par des enrochements. On détermine la profondeur de la fosse d'affouillement en utilisant la relation suivante :

$$H_{\text{aff}} = 1.9 \times H^{0.225} \times q^{0.54} \dots\dots\dots \text{(VI.21)}$$

Avec : H_{aff} : profondeur de la fosse d'affouillement (m).

$$H = 0.9 \sin(\theta)^2 \times H_t + \alpha \dots\dots\dots \text{(VI.22)}$$

Avec : $H_t = 38.78 \text{ m}$ et $\alpha = 1 \text{ m}$

AN $H = 5.08 \text{ m}$

$H_{\text{aff}} = 13.55 \text{ m}$

IV.2.2 Evacuateur a déversoir bec de canard

a. Dimensionnement du déversoir bec de canard

C'est un évacuateur a entonnement mixte, un peu frontale et beaucoup latérale. Le débit déversant par un déversoir en bec de canard est inférieur a débit déversant par un déversoir d'une crête rectiligne pour une longueur équivalente, cela est rendu au coefficient de débit réduit aux coins du déversoir de bec de canard.

Données de départ :

- Débit déversant maximale $Q_{\text{max}} = 579.1 \text{ m}^3/\text{s}$
- Hauteur déversant $h_{\text{dév}} = 2.56\text{m}$
- Coefficient de débit $C_d = 2.17$

✓ Détermine les paramètres hydrauliques

✚ Longueur de déversoir

$$Q = C_d * L * H^{3/2} \dots\dots\dots \text{(VI.23)}$$

Avec : C_d : coefficient de débit

AN : $L = \frac{564}{2.2 * 2.52^{1.5}}$

Alors : $L_0 = 65 \text{ m}$

Donc on prend $L_1 > L_0$

✚ Effet faisant de coins

$$l_d = \frac{e}{1-f} \dots\dots\dots \text{(VI.24)}$$

Avec : e et f : sont en fonction de l'angle Φ de coin de déversoir en bec de canard

On a un angle de $120^\circ \longrightarrow$ par la projection sur l'abaque :

$e = 0.21$ et $f = 0.9$

AN : $l_d = 0.21 \text{ m}$

✚ Coefficient de réduction

$$C_r = 1 - \frac{2l_d}{L_0} \dots\dots\dots \text{(VI.25)}$$

Avec :

C_r : coefficient de réduction.

l_d : effet faisant de coins.

L_0 : longueur de déversoir (m).

✚ Le débit déverser

$$Q_1 = C_r * C_d * L_1 * h_d * \sqrt{2g} \dots \dots \dots (VI.26)$$

Avec :

C_d : coefficient de débit = 0.49.

C_r : coefficient de réduction.

h_d : charge déversant = 2.56.

*Si $Q_1 \neq Q_{max}$ — répétant le calcul avec d'autres longueurs L_i jusqu'à ce que le débit calculé égale au débit maximale.

✚ Longueur totale de déversoir

$$L_d = 2L_{d1} + L_{d2} \quad \text{avec : } L_{d2} > 2 * L_{d1}$$

Les conclusions du calcul sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.6 Résultats de calcul des itérations

L_1 (m)	e	F	L_d (m)	C_r	Q (m ³ /s)
65,5	0,21	0,9	2,1	0,936	533,1
66	0,21	0,9	2,1	0,936	537,4
67	0,21	0,9	2,1	0,937	546,1
68	0,21	0,9	2,1	0,938	554,8
69	0,21	0,9	2,1	0,939	563,5
69,1	0,21	0,9	2,1	0,939	564,0

D'après les résultats de tableau on prend : $L_1 = 69.1$ m.

Alors : $L_{d1} = 4.5$ m et $L_{d2} = 32.3$ m

b. Coursier

Une fois que le déversoir de type labyrinthe a été dimensionné, il est temps de mesurer le coursier qui présente une forme trapézoïdale.

Le calcul de la ligne d'eau nécessite l'utilisation de :

$L = 100$ m.

$I = 30\%$.

$n = 0.014$.

$B = 30$ m.

• **Dimensionnement**

✓ **Calcul la hauteur critique**

La relation de Manning-Strickler est utilisée pour calculer la hauteur critique hc :

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{3}{2}} \cdot S \cdot \sqrt{I}$$

$$hc = \sqrt[3]{\left(\frac{Q^2}{b^2 g}\right)}$$

Avec : h_c : hauteur critique (m).

Q : débit laminé (m³/s)

b : largeur de l'évacuateur de crue $b = 65$ m.

AN : $h_c = 3.3$ m

✓ Calcul de la hauteur normale

La hauteur normale h_n est la hauteur de la lame d'eau dans le coursier, calculée par la relation de Manning-Strickler :

$$Q_s = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{3}{2}} \cdot S \cdot \sqrt{I}$$

Avec :

Q_s : débit laminé (m³/s).

n : coefficient de Manning. Pour le béton on a $n = 0.014$

R : rayon hydraulique. $R = S_m/P_m$ S_m : surface mouillée (m²).

P_m : périmètre mouillée (m).

S_i : surface mouillée (m²).

i : la pente de coursier

Par les calculs itératifs on obtient : $H_n = 1,24$ m $\longrightarrow V = 7.05$ m/s

* Selon les résultats obtenus, on constate que $h_n < h_c$, ce qui confirme la condition et entraîne un écoulement torrentiel.

✓ Méthode indirecte d'intégration numérique

La méthode d'intégration numérique indirecte est utilisée et est régie par l'équation suivante :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - \frac{(n^2 Q^2)}{4}}{(A^2 R^3)} \cdot \frac{1}{1 - \frac{(Q^2 B)}{(A^3 g)}}$$

Tableau IV.7 Calcul de ligne d'eau dans le coursier

Y	Y _{moy}	S _{moy}	P _{moy}	R _{moy}	V	Fr ²	1-Fr ²	$\frac{n^2 Q^2}{A^2 R^3}$	$i - \left(\frac{n^2 Q^2}{A^2 R^3}\right)$	Δx	L
3,3											0,0
3,2	3,2	96,9	36,5	2,7	5,8	1,1	-0,1	0,0	0,3	-0,8	0,8
3,0	3,1	92,9	36,2	2,6	6,1	1,2	-0,2	0,0	0,3	-0,9	1,7
2,9	3,0	89,0	35,9	2,5	6,3	1,4	-0,4	0,0	0,3	-1,1	2,8
2,8	2,8	85,1	35,7	2,4	6,6	1,6	-0,6	0,0	0,3	-1,3	4,0
2,6	2,7	81,2	35,4	2,3	6,9	1,8	-0,8	0,0	0,3	-1,5	5,6
2,5	2,6	77,3	35,2	2,2	7,3	2,1	-1,1	0,0	0,3	-1,8	7,4
2,4	2,4	73,4	34,9	2,1	7,7	2,5	-1,5	0,0	0,3	-2,2	9,5
2,3	2,3	69,5	34,6	2,0	8,1	2,9	-1,9	0,0	0,3	-2,6	12,1
2,1	2,2	65,6	34,4	1,9	8,6	3,4	-2,4	0,0	0,3	-3,1	15,3
2,0	2,1	61,7	34,1	1,8	9,1	4,1	-3,1	0,0	0,3	-3,8	19,1
1,9	1,9	57,8	33,9	1,7	9,8	5,0	-4,0	0,0	0,3	-4,7	23,8
1,7	1,8	53,9	33,6	1,6	10,5	6,2	-5,2	0,0	0,3	-5,9	29,7
1,6	1,7	50,0	33,3	1,5	11,3	7,8	-6,8	0,0	0,3	-7,5	37,2
1,5	1,5	46,1	33,1	1,4	12,2	9,9	-8,9	0,0	0,3	-9,6	46,8
1,3	1,4	42,2	32,8	1,3	13,4	12,9	-11,9	0,0	0,3	-	59,4
1,2	1,3	38,3	32,6	1,2	14,7	17,3	-16,3	0,0	0,3	-	76,4
1,1	1,1	34,4	32,3	1,1	16,4	23,8	-22,8	0,0	0,3	-23,5	100,0

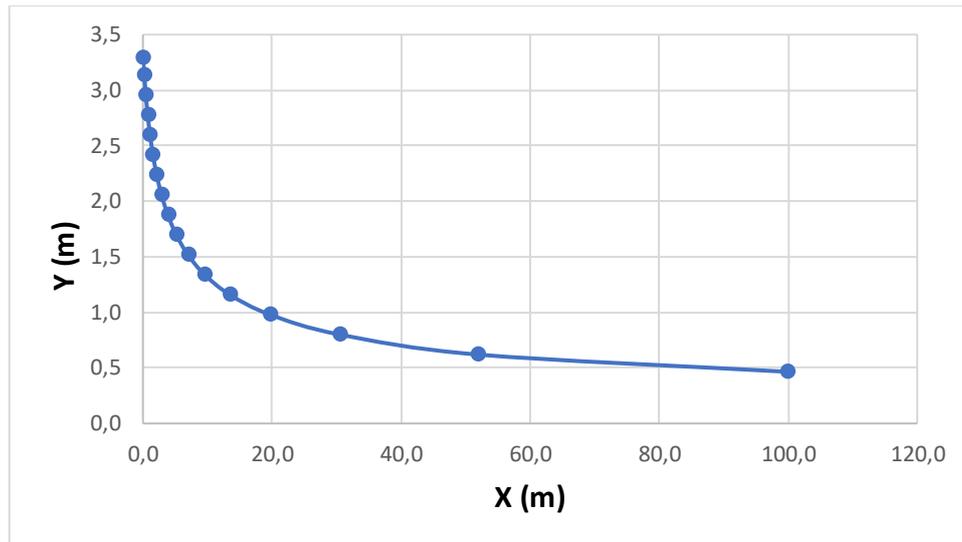


Figure IV.9 : Graphique de la ligne d'eau dans le coursier

✓ **Détermine la hauteur des murs bajoyers**

Les hauteurs des murs bajoyers sont déterminées comme suit :

$$H_{\text{baj}} = H + R$$

Avec : R : la revanche (m).

$$R = 0.06 + 0.05 \cdot V_{\text{av}} \cdot Y_{\text{av}}^{1/3}$$

Selon la ligne d'eau, les murs sont plus ou moins hauts dans chaque section du coursier en fonction de la profondeur de l'eau et de la vitesse de l'écoulement.

Tableau IV.8 Hauteur des murs bajoyers dans le coursier

L (m)	H (m)	V (m)	R (m)	H _{baj} (m)
0,0	3,3	2,70	0,26	3,56
0,8	3,2	2,82	0,27	3,43
1,7	3,0	2,94	0,27	3,31
2,8	2,9	3,07	0,28	3,18
4,0	2,8	3,21	0,29	3,06
5,6	2,6	3,37	0,29	2,94
7,4	2,5	3,55	0,30	2,81
9,5	2,4	3,74	0,31	2,69
12,1	2,3	3,96	0,32	2,57
15,3	2,1	4,20	0,33	2,45
19,1	2,0	4,47	0,34	2,33
23,8	1,9	4,78	0,35	2,22
29,7	1,7	5,14	0,37	2,10
37,2	1,6	5,56	0,39	1,99
46,8	1,5	6,05	0,40	1,88
59,4	1,3	6,64	0,43	1,77
76,4	1,2	7,35	0,45	1,66
100,0	1,1	8,23	0,48	1,57

- ✓ **Vérification des phénomènes d'aération et les vagues roulantes le long de coursier**
- ✓ **Aération de coursier**

Le risque de dommages causés par l'érosion du fond du coursier est élevé lorsque l'écoulement à grande vitesse se produit dans le coursier. Le phénomène d'aération commence à partir d'une section où $V > V_{cr}$.

V_{cr} est donnée par la formule de VOINITCH SYANOGENSKY :

$$V_{cr} = 6.63 \sqrt{g \cdot R \cdot \cos\theta} \cdot \sqrt{1 + \frac{0.0011}{R^2} \cdot \left(1 + \frac{8.71 \cdot n}{R^6}\right)}$$

Avec : V_{cr} : vitesse critique.

R : rayon hydraulique.

n : coefficient de rugosité. (n = 0.013).

Le tableau suivant présente le calcul du V_{cr} pour chaque section dans le coursier :

Tableau IV.9 Vérification de phénomène d'aération dans le coursier

H (m)	R (m)	V (m)	V_{cr} (m)	$V_{cr} > V$
3,3	0,26	2,70	11,96	Vérifier
3,2	0,27	2,82	12,09	Vérifier
3,0	0,27	2,94	12,21	Vérifier
2,9	0,28	3,07	12,34	Vérifier
2,8	0,29	3,21	12,48	Vérifier
2,6	0,29	3,37	12,62	Vérifier
2,5	0,30	3,55	12,78	Vérifier
2,4	0,31	3,74	12,96	Vérifier
2,3	0,32	3,96	13,14	Vérifier
2,1	0,33	4,20	13,34	Vérifier
2,0	0,34	4,47	13,56	Vérifier
1,9	0,35	4,78	13,80	Vérifier
1,7	0,37	5,14	14,06	Vérifier
1,6	0,39	5,56	14,36	Vérifier
1,5	0,40	6,05	14,69	Vérifier
1,3	0,43	6,64	15,06	Vérifier
1,2	0,45	7,35	15,48	Vérifier
1,1	0,48	8,23	15,98	Vérifier

Il s'agit donc de vérifier la condition de l'écoulement non aéré

c. Dissipateur d'énergie

Différents types d'ouvrages de restitution peuvent être utilisés, en fonction des critères techniques et économiques en jeu. Un saut de ski s'avère intéressant pour cette variante en raison de la topographie (pour éviter des excavations considérables) et du potentiel gain de béton pour un bassin d'amortissement.

Il s'agit d'un bec qui, en bas du coursier, relance l'eau vers le haut selon un angle θ .

✓ Type de l'écoulement

Le saut de ski est constitué d'une section ondulée dans la coupe longitudinale et d'une zone d'impact à l'aval.

Deux situations d'écoulement sont observées : la première concerne des débits relativement faibles et se traduit par un ressaut hydraulique et un déversement à son extrémité aval. La seconde concerne le jet qui s'élance réellement dans l'air et dont la zone d'impact est éloignée de l'aval.

✓ Dimensionnement de dissipateur

Les caractéristiques de l'écoulement à l'amont (au niveau de l'auge) doivent être établies au préalable.

- Le débit unitaire $q = 18.8 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Hauteur de l'eau à l'amont $h = 1.1 \text{ m}$.
- Vitesse $V = 17.1 \text{ m/s}$.
- Nombre de Froude $Fr = 5.2$.
- La charge d'eau $H_1 = h + \frac{v^2}{2g} = 16 \text{ m}$.

Les vitesses $V = V(r)$ sont réparties à travers l'auge à angle d'ouverture β selon la loi suivante :

$$V \cdot r = \text{constante}$$

Avec : r : rayon de courbure de la ligne d'eau.

La relation qui définit la pression au fond du canal est la suivante :

$$\Delta P_f = \frac{F^2 \rho g h^2}{R} \dots \dots \dots \text{(VI.27)}$$

Avec : R : rayon de courbure de l'auge qui dépend du nombre de Froude.

$F = 6$ l'abaque N° donne

$$\frac{R_{\min}}{H_1} = 0.37 \quad \text{donc : } R_{\min} = H_1 * 0.37 = 16 * 0.37 = 6 \quad \text{alors : } R_{\min} = 6$$

D'où : $\Delta P_f = 54.32 \text{ KN/m}^2$

L'auge de dissipateur du saut de ski sera dotée de dents, ce qui la différencie de la variante sans dents en raison de sa dissipation plus favorable.

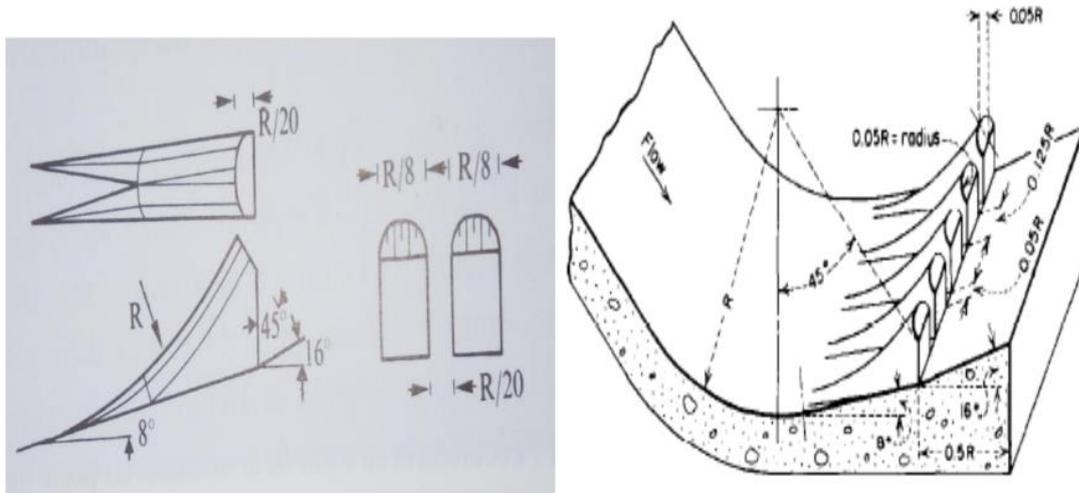


Figure IV.10 : dents du dissipateur ont auge USBR (Wili H. Hager & Scheiss, 2009)

La largeur d'une dent est : $\frac{R}{8} = 0.7$ m.

L'espace libre entre les dents est : $\frac{R}{20} = 0.3$ m.

Le point inférieur de l'auge se situe à une distance de 0,3 m ou en dessous du radier, à une longueur de $R / 2 = 3$ m à l'aval des dents. Il a pour fonction de faire jaillir le jet et d'uniformiser l'écoulement à la sortie de la structure.

✓ **Détermine longueur de trajectoire de jet**

$$l_1 = \frac{V_1^2}{2g} \cos \alpha \left(\sin \alpha + \sqrt{\frac{2g(p+\frac{h_1}{2})}{V_1^2} + \sin \alpha} \right) \dots \dots \dots \text{(VI.28)}$$

On prend : $p = 1$ m.

$\alpha = 16^\circ$ (voir la figure IV.4)

V_1 : vitesse à l'entrée de l'auge (m/s).

AN: $l_1 = 12.76$ m.

$$l_2 = L \cos \theta \dots \dots \dots \text{(VI.29)}$$

$$\text{Avec : } L = 1.4 \cdot q \cdot \log \frac{V_1}{V_x \cdot a} \dots \dots \dots \text{(VI.30)}$$

Avec : V_1 : vitesse à l'entrée de l'auge (m/s).

V_x : la composante horizontale de la vitesse d'entrée de l'auge (m/s).

q : débit spécifique = 18.8 m³/s.

a : coefficient empirique de vitesse = 0,75.

$$V_1 = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} \dots \dots \dots \text{(VI.31)}$$

Avec : $V_x = V_1 \cdot \Psi$

Où : Ψ : coefficient de vitesse : $\Psi = 0.95 \longrightarrow V_1 = 17.09\text{m/s}$.

Cela implique : $V_x = 16.23 \text{ m/s}$.

AN: $L = 3.87 \text{ m}$.

$$\tan\theta = \sqrt{\tan^2\alpha + \frac{2g(p+\frac{h}{2})}{V_1^2 \cos\alpha}} \dots\dots\dots \text{(VI.32)}$$

AN: $\theta = 23.58^\circ$

D'où : $l_2 = 3.52 \text{ m}$.

Donc : $l = l_1 + l_2 = 12.76 + 3.52 = 16.28 \approx 16.3 \text{ m}$.

✓ **Détermine des profondeurs a l'aval**

$F = 6$ et $\frac{R_{min}}{H_1} = 0.37$

D'après l'abaque – annexe

➤ $Y_{min} = 7$

$Y_{min} = \frac{h_{2min}}{h_1} \longrightarrow h_{2min} = h_1 \cdot Y_{min} = 1.1 * 7 = 7.7 \text{ m}$.

➤ $Y_{max} = 16$

$Y_{max} = \frac{h_{2max}}{h_1} \longrightarrow h_{2max} = h_1 \cdot Y_{max} = 1.1 * 16 = 17.6 \text{ m}$.

Le point le plus bas de l'auge peut mesurer des hauteurs aval allant de 7.7 à 17.6 m.

✓ **Dimensionnement du bassin de restitution**

Le déversement d'une nappe dans un bassin avec une épaisseur d'eau adéquate est un moyen efficace d'absorber l'énergie.

Dans notre situation, nous optons pour un bassin de plongée conforme à l'USBR.

○ **Détermination de la profondeur de la fosse d'amortissement**

$$D = 1,32.H^{0.225}.q^{0.54} \dots\dots\dots \text{(VI.33)}$$

Avec : q : débit spécifique (m^2/s).

H : différence de cote entre NPHE et cote d'eau aval = 38,78 m.

AN : **D= 14.65 m**.

IV.3 Etude comparatif des variantes

Il est nécessaire de choisir la variante de l'évacuateur de crues qui correspondrait aux volumes de travaux minimum. Ainsi, il est nécessaire de calculer le volume d'excavation et celui de bétonnage, puis de déterminer les coûts de chaque variante.

Le tableau ci-dessous résume les dépenses et les volumes des travaux des différentes options :

IV.10 Récapitulation de calcul des couts des variantes de l'évacuateur de crues

La variante	Type d'évacuateur	Couts (DA)		Le cout total (M DA)
		Excavation	Béton	
1ere variante	Evacuateur a surface libre a déversoir labyrinthe trapézoïdale et saut de ski	17096625	38025000	55,12
2ème variante	Evacuateur a surface libre a déversoir labyrinthe triangulaire et saut de ski	17102250	38250000	55,35
3eme variante	Evacuateur a surface libre a déversoir labyrinthe rectangulaire et saut de ski	18771000	105000000	123,77
4ème variante	Evacuateur a déversoir à bec de canard et saut de ski	2939548,96	117581958,4	120,52

VI.4 Etude de la vidange de fond

VI.4.1 Introduction

Les barrages contemporains font généralement partie d'infrastructures à plusieurs usages. Ces derniers peuvent être utilisés, notamment, pour fournir de l'eau potable et industrielle, pour prévenir les crues et, bien sûr, pour produire de l'énergie hydroélectrique. La vidange du fond est une composante inaccessible d'un barrage de retenue. Son rôle principal est de garantir :

- La hausse régulière du niveau d'eau lors du premier remplissage du réservoir et le suivi du plan d'eau en cas de circonstances spécifiques, telles qu'une instabilité des rives.
- Une diminution du niveau de l'eau lors de catastrophes naturelles.
- L'élimination des accumulations de sédiments.
- Dans des situations exceptionnelles, comme lors d'une révision de la centrale hydroélectrique, il est possible d'alimenter le cours d'eau aval.

VI.4.2 Types d'ouvrages de vidange

Trois types peuvent être identifiés :

- Conduite de vidange en charge :

En général, elle est associée à la prise d'eau ou à l'évacuateur en forme de tulipe. Il est nécessaire qu'elle soit fabriquée à partir d'acier enrobé de béton armé ou d'une conduite en tôle armée. Son diamètre varie en fonction du débit à évacuer.

- Conduite à écoulement libre :

On peut utiliser deux types de conduites pour les accomplir :

- ✓ Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier (généralement $\varnothing > 500$ mm) ;
- ✓ La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2 m de hauteur).

Il est essentiel de favoriser l'aération de l'écoulement dans ces conditions, ce qui nécessite la mise en place d'un reniflard à l'aval pour prévenir les phénomènes de vibration ou de battement causés par le passage à un écoulement instable à forts débits.

- Ouvrages de vidanges à batardeau :

L'évacuateur de crue de surface peut être équipé d'un pertuis pour vider le fond, avec un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Il s'agit d'un système rustique, moins exposé aux imprévus d'entretien tels que le blocage des vannes.

VI.4.3 Calcul de la vidange de fond

- **Détermine la courbe caractéristique du barrage**

Initialement le débit de sortie est : $Q = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ alors la hauteur initiale est $H_0 = 0\text{m}$ le volume stocké initialement est nulle.

La valeur maximale de débit d'entrée $654 \text{ m}^3/\text{s}$ on donne la plage à couvrir avec la variable $H_{\text{max}} = 4,7 \text{ m}$. Étant donné le laminage, il est impossible d'atteindre cette hauteur dans le réservoir. Les résultats obtenus pour des valeurs de H sélectionnées sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.11 Calcul de courbe caractéristique du barrage

H (m)	Cote (m)	A (m ²)	S (m ³)	Q (m ³ /s)	2S/ΔT + Q
0	332,4	0,97	0,0	0,00	0,0
0,5	332,9	0,99	494615,0	23,02	297,81
1	333,4	1,01	1008580,0	65,11	625,44
1,5	333,9	1,03	1541895,0	119,62	976,23
2	334,4	1,05	2094560,0	184,17	1347,81
2,5	334,9	1,07	2666575,0	257,38	1738,81
3	335,4	1,09	3257940,0	338,34	2148,30
3,5	335,9	1,11	3868655,0	426,35	2575,61
4	336,4	1,12	4498720,0	520,90	3020,19
4,7	336,7	1,14	5289684,8	654,00	3592,71

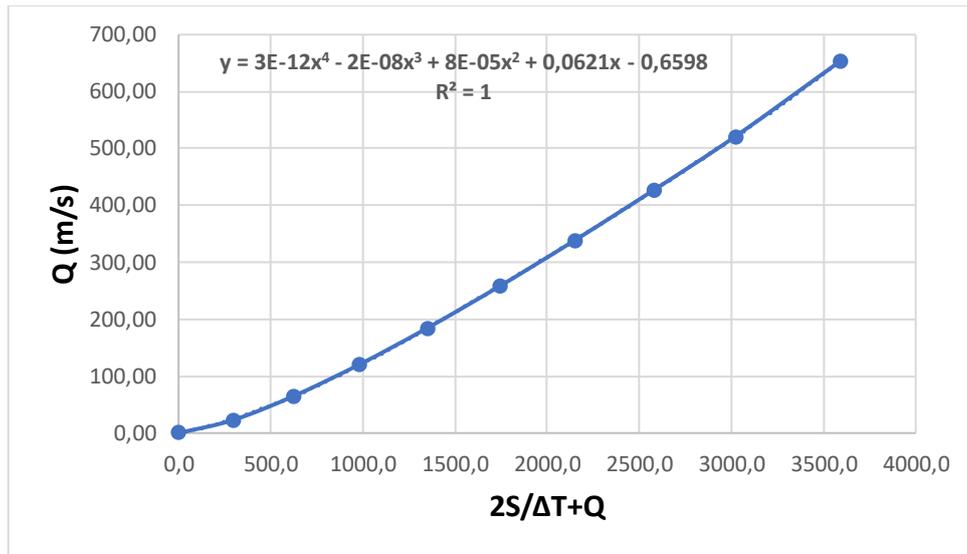


Figure VI.11 : Courbe caractéristique du barrage.

- Déterminer l'hydrogramme de sortie du barrage

En se basant sur l'équation de ' Storage indication curve' mentionnée ci-dessous :

$$\frac{2S}{\Delta T} + Q = I_1 + I_2 + \frac{2S}{\Delta T} + Q - 2Q \dots\dots\dots (VI.34)$$

Tableau VI.12 Résultats de calcul de l'hydrogramme de sortie.

T(h)	I	I1+I2	2S/ΔT+Q	2S/ΔT+Q-2Q	Qs
0	0,0	13,9	0	0,00	-0,66
0,2	13,9	69,7	13,9	13,50	0,22
0,4	55,8	181,2	83,2	73,09	5,05
0,6	125,4	348,4	254,3	214,31	19,99
0,8	223,0	571,5	562,8	450,03	56,36
1	348,4	850,2	1021,5	765,09	128,20
1,2	501,8	1155,8	1615,3	1126,27	244,52
1,37	654,0	1249,5	2282,0	1479,34	401,35
1,4	595,5	1084,6	2728,8	1679,89	524,46
1,6	489,1	885,3	2764,5	1694,32	535,07
1,8	396,2	712,1	2579,6	1616,79	481,42
2	315,9	563,1	2328,9	1501,92	413,49
2,2	247,2	436,6	2065,1	1370,73	347,17
2,4	189,3	330,6	1807,3	1233,66	286,83
2,6	141,3	243,4	1564,3	1096,98	233,65
2,8	102,1	173,0	1340,3	964,70	187,82
3	70,9	117,8	1137,8	839,50	149,12
3,2	46,9	75,8	957,3	723,16	117,08
3,4	29,0	45,3	799,0	616,91	91,05
3,6	16,3	24,4	662,2	521,58	70,31
3,8	8,0	11,2	546,0	437,75	54,10
4	3,2	4,0	449,0	365,64	41,66
4,2	0,8	0,9	369,6	305,09	32,27

4,4	0,1	0,1	306,0	255,40	25,28
4,55	0,0	0,0	255,5	215,26	20,11

L'examen du tableau confirme ce que l'on dit du laminage de crue à travers le barrage :

1. La valeur maximale à l'entrée (654 m³/s) et à la sortie se produit à 1,6 heure.
2. Le débit de point vers la sortie est identique à celui de l'entrée. Le facteur d'amortissement FA=0.82, cet élément détermine les résultats de l'ouvrage en ce qui concerne le laminage des crues.

- **Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre**

On a :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gH} \dots \dots \dots \text{(VI.35)}$$

Avec : Q : débit maximal tel que Q = 654 m³/s

H : la charge disponible entre le niveau normale de la retenue et l'aval (H = 37,4 m).

μ : coefficient de débit $\mu = 0,52$

Et:
$$S = \frac{Q}{\mu \cdot \sqrt{2gH}}$$

AN:
$$S = 46,42 \text{ m}^2$$

Ainsi :
$$S = \frac{\pi D^2}{4} \longrightarrow D = 7,69 \text{ m}$$

- **Calculer le diamètre de la vidange nécessaire pour vider le barrage jusqu'à la côte du niveau minimal au cours des temps proposés**

- a. **Débit de vidange de fond**

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots \dots \dots \text{(VI.36)}$$

Avec :

V_u : volume utile en m³ ;

T : temps de vidange en heures ;

Q_r ; Débit entrant dans la retenue pendant le vidange (débit moyen annuel) Q_r = 20.73 m³/s.

- b. **Section et diamètre de vidage de fond**

On a:
$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

D'où:
$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2gH}}$$

Et le diamètre de la conduite sera :
$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}}$$

Tableau VI.13 Résultats de calcul

T (h)	Q_{vf}(m³/s)	S (m²)	D (m)
24	197,19	14,00	4,2
36	131,68	9,35	3,5
48	98,92	7,02	3,0
72	66,17	4,70	2,4

Nous avons proposé des temps de vidange du barrage de 24 heures, 36 heures, 48 heures et 72 heures, et pour chaque intervalle, nous avons calculé le diamètre de la conduite. Pour choisir le diamètre définitif, il est essentiel de prendre en compte la topographie en aval du barrage, l'emplacement des habitants et la débitance de l'oued afin d'éviter les inondations.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné l'évacuateur de crue le plus adéquat pour notre barrage. Il est à noter que l'évacuateur de crue rectiligne de 65 mètres n'est pas applicable du point de vue topographique et nécessiterait des excavations supplémentaires pour augmenter l'emprise disponible sur le terrain de 30 mètres à 65 mètres, ce qui n'est pas économiquement viable. Pour remédier à cette contrainte, nous avons étudié quatre variantes : déversoir labyrinthe de type Triangle, Rectangle, Trapèze et déversoir bec de canard. Les quatre variantes ont été analysées du point de vue technique et économique. Après comparaison, nous avons opté pour l'évacuateur de crues à déversoir trapézoïdal avec saut de ski, car il présente un coût minimum, justifiant ainsi notre choix.

Chapitre V : Etude génie civile

Introduction

L'évacuateur de crue est confronté à diverses charges et exigences. Dans ce chapitre, nous allons évaluer la résistance et la solidité des éléments de l'évacuateur de crues pour qu'il puisse supporter les diverses charges qui y sont exercées : la poussée des terres, la poussée hydrostatique de l'eau, le poids propre de la structure... etc.

Notre évacuateur de crues sera fabriqué à partir de béton armé. Le béton est composé d'eau, de granulats (sable et gravier), de ciment et d'adjuvants, qui sont des substances chimiques qui peuvent avoir diverses fonctions : fluidifiant, retardataire de prise et accélérateur de prise, ou super plastifiant. Ces produits peuvent également optimiser les performances du béton utilisé dans les constructions hydrotechniques.

V.1 Etude de stabilité

V.1.1 Stabilité de déversoir

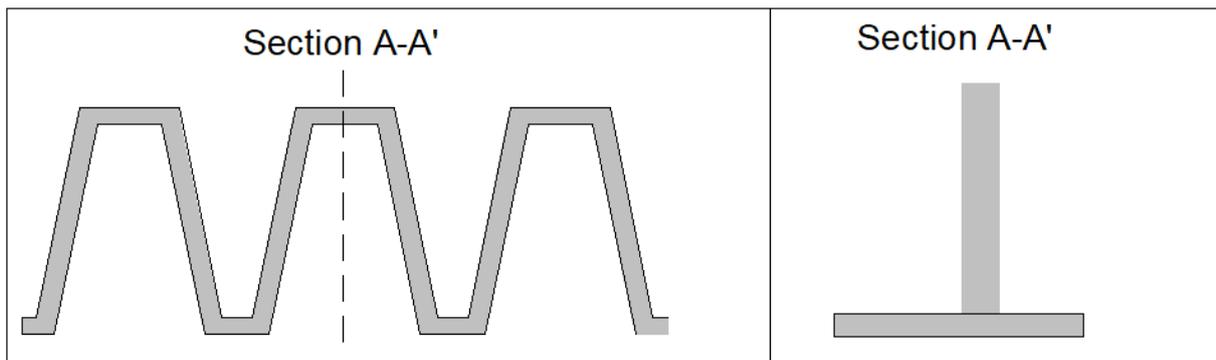


Figure V.1: Schéma statique de déversoir.

- **Prédimensionnement**

Le déversoir a une forme de mur à radier simple, considérez les valeurs suivantes qui conviennent à notre cas :

$$e_1 = 80 \text{ (cm)}$$

$$\frac{H}{12} < e_2 < \frac{H}{10}$$

$$B_1 = \frac{H}{3}$$

$$B_2 = \frac{H}{2}$$

$$B = B_1 + B_2$$

On a : $h = 5 \text{ m}$, $H = 5.5 \text{ m}$

AN:

$$e_1 = 0.8 \text{ m}, e_2 = 0.5 \text{ m}, B_1 = 1.83 \text{ m}, B_2 = 2.75 \text{ m}, B = 5.38 \text{ m}.$$

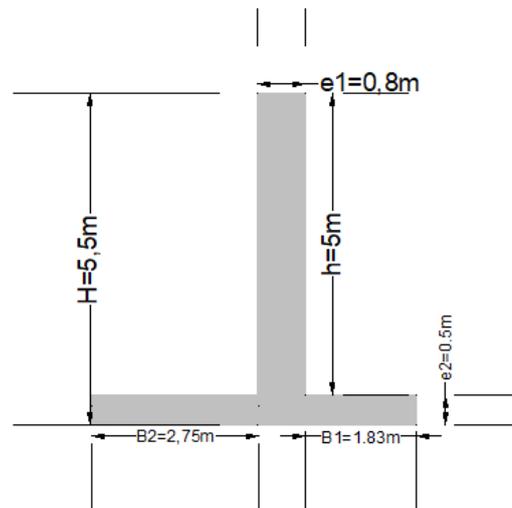


Figure V.2: Schéma statique de dimensions de déversoir.

Le déversoir labyrinthe assure la stabilité au renversement et au glissement. Le déversoir il est toujours stables, car il existe une force hydrostatique constante à l'amont et à l'aval.

V.1.2 Stabilité de mur bajoyers

- **Prédimensionnement**

$$H = 3.3 \text{ m}$$

$$B_1(\text{semelle arrière}) = 1.1 \text{ m}$$

$$B_2(\text{semelle avant}) = 15\text{m}$$

Les épaisseurs de mur

$$e_1 = 0.3\text{m}$$

$$e_2 = 0.2\text{m}$$

$$e_3 = 1 \text{ m}$$

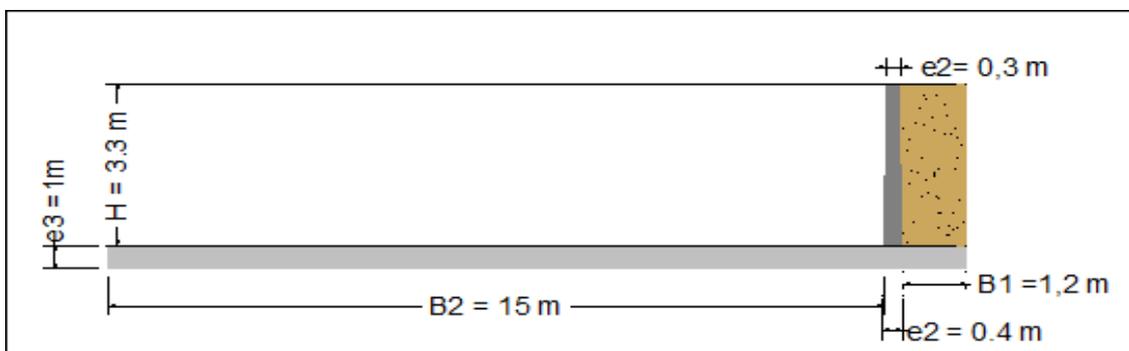


Figure V.3 Schéma statique de démontions de mur bajoyers

- **Calcul des forces**
 - a) **Forces verticales**

✓ Poids de rideau : $P_r = \gamma b \cdot V_r \dots\dots\dots \mathbf{V.1}$

Avec :

V_r : Volume de rideau pour 1m.

γb : Poids volumique de rideau ($\gamma b = 2.4 \text{ t/m}^3$).

AN : $V_r = 0.99 \text{ m}^3$ **$P_r = 2.38 \text{ t}$**

✓ Poids de la semelle : $P_{se} = \gamma b \cdot V_{se} \dots\dots\dots \mathbf{V.2}$

Avec :

V_{se} : Volume de la semelle pour 1m.

AN : $V_{se} = 0.835 \text{ m}^3$ **$P_{se} = 1.98 \text{ t}$**

✓ Poids de terre : $P_t = \gamma s \cdot V_t \dots\dots\dots \mathbf{V.3}$

Avec :

γs : Poids volumique du sol ($\gamma s = 1.6 \text{ t/m}^3$).

V_t : Volume de terre pour 1m.

AN : $V_t = 3.63 \text{ m}^3$ **$P_t = 5.81 \text{ t}$**

✓ Poids des surcharges : $P_{sr} = S_r \cdot l_s \dots\dots\dots \mathbf{V.4}$

Avec :

S_r : Surcharge ($S_r = 1 \text{ t/m}^2$)

AN : $P_{sr} = 1.3 \text{ t}$

b) Forces horizontales

✓ Poussée de terre : $F_t = A_p \cdot \gamma t \cdot \frac{H^2}{2} \cdot 1 \dots\dots\dots \mathbf{V.5}$

Avec :

$A_p = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$, $\varphi = 30^\circ \longrightarrow A_p = 0.333$

H : Hauteur de terre ($H = 3.7 \text{ m}$)

AN : $F_t = 3.65 \text{ t}$

✓ Poussée de surcharge :

$$F_{sr} = A_p \cdot S_r \cdot H \dots \dots \dots V.6$$

Avec : $S_r = 1.1 \text{ t/m}^2$

AN : $F_{sr} = 1.36 \text{ t}$

Le calcul sera effectué dans le cas le plus défavorable, c'est-à-dire le canal vide.

• **Stabilité au renversement**

Afin de garantir la stabilité du mur en cas de renversement, il est nécessaire de vérifier la condition suivante :

$$M_s/M_r > 1.5$$

Avec :

$\sum M_s/A$: somme des moments stabilisatrice (t.m) ;

$\sum M_r/A$: somme des moments reversant (t.m).

Le calcul des deux moments est effectué en fonction du point A.

*À partir du point A, le schéma de mur de coursier est symétrique.

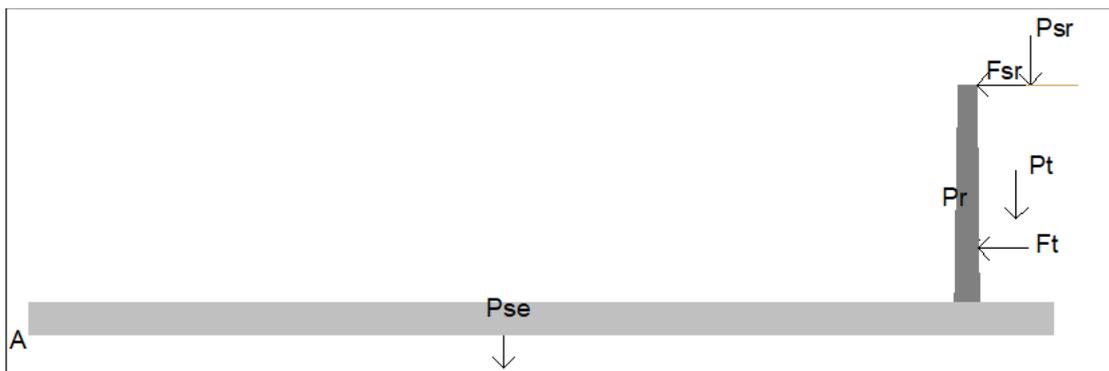


Figure V.4 : Schéma statique de différentes charges et longueur dans le mur bajoyers

$$\sum M_s/A = P_t \cdot A + P_r \cdot B + P_{se} \cdot C + P_{sr} \cdot D \dots \dots \dots V.6$$

Avec : A, B, C, D : les distances entre le point d'application de la charge et le point A .

AN: $\sum M_s/A = 5,81 \cdot 16,8 + 1,98 \cdot 15,1 + 2,98 \cdot 7,5 + 1,3 \cdot 16,8$

$$\sum M_s/A = 165 \text{ t.m}$$

$$\sum M_r/A = F_t \cdot g + F_{sr} \cdot h \dots \dots \dots V.7$$

AN: $\sum M_r/A = 3,65 \cdot 2,69 + 1,36 \cdot 5,38$

$$\sum M_r/A = 9.03 \text{ t.m}$$

$M_s/M_r = 17,14 > 1.5 \longrightarrow$ Condition vérifié

Ainsi, on vérifie la stabilité lors du renversement.

* La vérification de la stabilité au renversement est toujours effectuée si la longueur de la semelle dépasse 10 m.

• **Stabilité au glissement**

Afin de vérifier la stabilité des murs face aux mouvements, il est nécessaire de vérifier la condition suivante :

$$\frac{\tan\theta \cdot \sum F_h + C \cdot S}{\sum F_v} \geq 1.2 \dots \dots \dots \mathbf{V.8}$$

Avec :

$\sum F_h$: Somme des forces horizontales (t).

$\sum F_v$: Somme des forces verticales (t).

C : Cohésion (C=50 kpa =50 KN/m2)

θ : angle de frottement ($\theta= 30^\circ$)

S : le largueur du semelle * 1 m unitaire de longueur = 1m²

.AN : $\sum F_h = 5 \text{ t}$ $\sum F_v = 11.46 \text{ t}$

$$\frac{\tan(30^\circ) \cdot 114.6 + 50 \cdot 1}{50} = 2.32 > 1.2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Ainsi, on vérifie la stabilité lors du glissement.

• **Stabilité au poinçonnement**

Afin de garantir la stabilité de l'ouvrage lors du poinçonnement, nous utilisons la méthode suivante :

On a $\sum F_v = N = 11.46 \text{ t} \dots \dots \dots \mathbf{V.9}$

Et $\sigma_{1,2} = \frac{N}{100B} \pm \frac{6M_G}{100b^2}$

σ : Contrainte effectuée au niveau de béton (bar).

N : la somme des forces verticales (t).

M : Moment totale appliqué sur l'ouvrages.

- ✓ Calculer le moment totale appliqué sur l'ouvrage

Nous avons la relation suivante pour calculer le moment total appliqué :

$$M_{tot} = \sum M/G$$

$$M_{tot} = Pr \cdot d1 + (Pt + Psr) \cdot d2 + Pse \cdot d4 - Ft \cdot d5 - Fsr \cdot d6$$

AN : $M_{tot} = 63.89 \text{ t.m}$

- ✓ Calcule les contraintes

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{sol} \dots \dots \dots \mathbf{V.10}$$

Alors : $\sigma_1 = 0.39 \text{ bar}$ $\sigma_2 = -0.32 \text{ bar}$

- ✓ Calcule σ_{moy} :

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.211 < \sigma_{sol} = 1.8 \text{ bar} \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

On vérifie donc la stabilité lors du poinçonnement.

Après avoir effectué le calcul de stabilité, il est observé que l'évacuateur est capable de supporter les différentes charges appliquées, ce qui nous amène à passer à l'étape de calcul du ferrailage des éléments de l'évacuation.

V.2 Ferrailage des éléments de l'évacuateur

V.2.1 Ferrailade de déversoir

Le principe de calcul du ferrailage du déversoir est similaire à celui d'un rideau sans contrefort, où la force qui est intégrée est la poussée de l'eau. Le déversoir mesurant 5 mètres de haut.

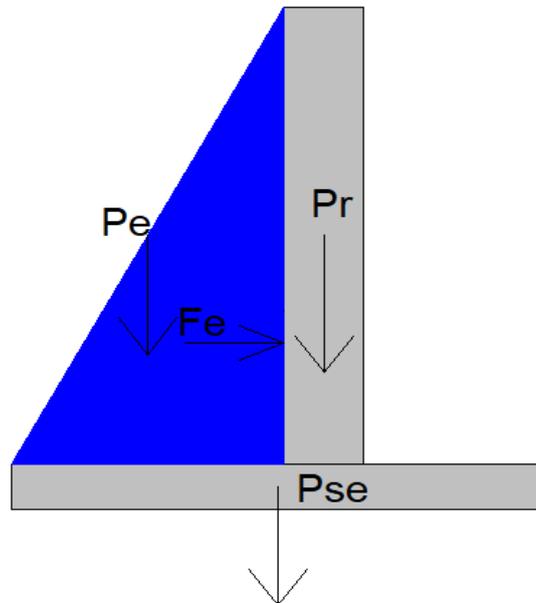


Figure V.5 : Schéma statique des charges exercées sur le déversoir

a) Bilan des forces agissant sur le déversoir

✓ Forces verticales :

- Poids de rideau

$$P_r = h \cdot \frac{(e_1 + e_2)}{2} \cdot 1 \text{ ml} \cdot \gamma_b \dots \dots \dots \text{V.11}$$

AN : $P_r = 9.6 \text{ t}$

- Poids de la semelle

$$P_{se} = B \cdot e_2 \cdot 1 \text{ ml} \cdot \gamma_b \dots \dots \dots \text{V.12}$$

AN : $P_{se} = 6.46 \text{ t}$

- Poids de l'eau

$$P_e = B_2 \cdot h \cdot 1 \text{ ml} \cdot \gamma_b \dots \dots \dots \text{V.13}$$

AN : $P_e = 33 \text{ t}$

✓ Forces horizontales

- Poussée de l'eau

$$F_w = \gamma_w \cdot S_w \cdot 1 \dots \dots \dots \text{V.14}$$

AN : $F_w = 13.75 \text{ t}$

b) Ferrailage de rideau

✓ Calcul des moments

- A l'encastrement

$$\text{Poussée de l'eau : } M_e = 1.35 \cdot F_w \cdot \frac{h}{3} \dots \dots \dots \text{V.15}$$

AN : $M_e = 30.94 \text{ t.m}$

✓ **Calcul des aciers**

$$\text{On a: } \mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} \dots \dots \dots \mathbf{V.16}$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible du béton ($\sigma_{bc} = 142$ bars)

b : largeur de la section ; b = 100 cm

d : hauteur de la section ; d = 75 cm

e : l'enrobage ; e = 5 cm

As : section des aciers en cm².

- Calcule à l'encastrement :

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{30.94 \cdot 10^5}{142 \cdot 100 \cdot 75^2} = 0.039$$

Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$$\mu_1 = 0.8 \alpha_1 - 0.32 \alpha_1^2 \dots \dots \dots \mathbf{V.17}$$

$$\text{Avec : } \alpha_1 = \frac{3.5}{1000 \epsilon_1 + 3.5} = 0.68 \dots \dots \dots \mathbf{V.18}$$

Es = 2.1 * 10⁶ (élasticité de béton), fe = 4000

γ_s : coefficient de sécurité pour les aciers .

Alors : $\mu_1 = 0.4$

On a $\mu < \mu_1 \longrightarrow$ Pas d'acier comprimé.

Section d'aciers :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \dots \dots \dots \mathbf{V.19}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 3478.26 \text{ bars (contrainte maximale de l'allongement d'acier) } \dots \dots \dots \mathbf{V.20}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \cdot \alpha = 0.98 \dots \dots \dots \mathbf{V.21}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.049 \dots \dots \dots \mathbf{V.22}$$

$$A_s = \frac{M_e}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{30.27 \cdot 10^5}{0.98 \cdot 75 \cdot 3478.26} = 12.1 \text{ cm}^2$$

On choisit 8T14 avec $A_{choisie} = 12,32 \text{ cm}^2$

- Armature de répartition :

$$A_{rep} = A_{choisie} / 4 = 3,08 \text{ cm}^2 \text{ notre choix est 4T12 es = 15cm avec : } A_{rep} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,5\% \cdot (1 \cdot 0,8) = 40 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = \max (A_{scalculé}, A_{smin}) = 40 \text{ cm}^2$$

On choisit 9 barres de diamètre de 25 mm, espacement = 15 cm.

V.2.2 Ferrailage de la semelle de déversoir

✓ Calcul des contraintes

- Contrainte de rideau et de l'eau

$$\sigma_{r,e} = \frac{1.35(P_r + P_e)}{100.b_1} \dots\dots\dots V.23$$

Avec :

$\sigma_{r,e}$: Contrainte due aux poids de eau et de rideau

AN : $\sigma_{r,e} = 0.116$ bar

- Contrainte de la semelle

$$\sigma_{se} = \frac{1.35 Pse}{100.b_1} \dots\dots\dots V.24$$

AN : $\sigma_{se} = 0,0162$ bar

- Contraintes d sol

$$\sigma_1 = \frac{N}{100B} + \frac{6M_G}{100b^2} = 0.56 \text{ bar} \dots\dots\dots V.25$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100B} - \frac{6M_G}{100b^2} = 0.54 \text{ bar} \dots\dots\dots V.26$$

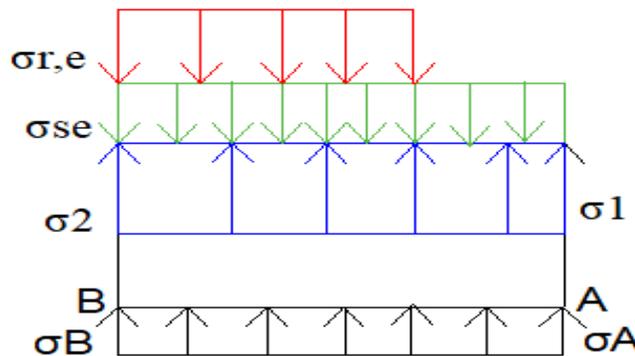


Figure V.6 : Diagramme des contraintes de la semelle

Au point A : $\sigma_A = -0.54$ bar

Au point B : $\sigma_B = -0.42$ bar

Le consol AB ferrailé avec le moment M_B en flexion simple.

Moment à l'encastrement :

$$M_B = x_G.S_\sigma.l_{ml} = 7.96 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots V.27$$

S_σ : Aire de diagramme résultant ($S_\sigma = 2.96$ t)

Section a l'encastrement : $b = 100$ cm

$d = 47$ cm

$e = 3$ cm

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = 0.025$$

On a $\mu < \mu_1$ \longrightarrow Pas d'acier comprimé.

Section d'aciers :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 3478.26 \text{ (contrainte maximale de l'allongement d'acier)}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \cdot \alpha = 0.99$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.032$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7.96 \cdot 10^5}{0.99 \cdot 47 \cdot 3478.26} = 4.94 \text{ cm}^2$$

On choisit 4T14 avec $A_{choisie} = 6,16 \text{ cm}^2$

- Armature de répartition :

$$A_{rep} = A_{choisie} / 4 = 1,54 \text{ cm}^2 \text{ notre choix est 4T8 es } = 15 \text{ cm avec : } A_{rep} = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,5\% \cdot (1 \cdot 0,5) = 25 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = \max(A_{calculé}, A_{smin}) = 25 \text{ cm}^2$$

On choisit 6 barres de diamètre de 25 mm, espacement = 15 cm.

V.2.3 Ferrailage de rideau de coursier



Figure V.7 : Calcule le ferrailage de coursier

✓ A l'encastrement :

$$\text{Poussée de terre : } M_t = 1,35 \cdot F_t \cdot (H/3) = 1,35 \cdot 3,65 \cdot (3,3/3) = 5,42 \text{ t.m.}$$

$$\text{Poussée des surcharges : } M_{sr} = 1,5 \cdot F_{sr} \cdot (H/2) = 1,5 \cdot 1,36 \cdot (3,3/2) = 3,35 \text{ t.m.}$$

(Coefficient de pondération de 1,35 pour les charges permanentes).

(1,5 : Coefficient de pondération des charges supplémentaires).

$$M_e = M_t + M_{sr} = 8,77 \text{ t.m}$$

✓ A mi-hauteur

$$M_t = 1,35.F_t.(H/3) = 2.71 \text{ t.m.}$$

$$M_{sr} = 1,5.F_{sr}.(H/2) = 1.68 \text{ t.m.}$$

$$\text{Alors : } M_e = 4.39 \text{ t.m}$$

✓ Calcul des aciers

• A l'encastrement

D'après le schéma présenté dans l'annexe III, le calcul du moment réduit débute :

$$\text{On a : } \mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible du béton ($\sigma_{bc} = 142$ bars)

b : largeur de la section ; b = 100 cm

d : hauteur de la section ; d = 25 cm

e : l'enrobage ; e = 5 cm

As : section des aciers en cm^2 .

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{8.77 \cdot 10^5}{142 \cdot 100 \cdot 25^2} = 0.099$$

Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$$\mu_1 = 0.8 \alpha_1 - 0.32 \alpha_1^2$$

$$\text{Avec : } \alpha_1 = \frac{3.5}{1000 E_1 + 3.5} = 0.68$$

$E_s = 2.1 \cdot 10^6$ (élasticité de béton), $f_e = 4000$

γ_s : coefficient de sécurité pour les aciers .

$$\text{Alors : } \mu_1 = 0.4$$

On a $\mu < \mu_1 \longrightarrow$ Pas d'acier comprimé.

Section d'aciers :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 3478.26 \text{ bars (contrainte maximale de l'allongement d'acier)}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \cdot \alpha = 0.95$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.13$$

$$A_s = \frac{M_e}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8.77 \cdot 10^5}{0.95 \cdot 25 \cdot 3478.26} = 10.65 \text{ cm}^2$$

On choisit 7T14 avec $A_{choisie} = 10,71 \text{ cm}^2$

• Armature de répartition :

$$A_{rep} = A_{choisie} / 4 = 2,7 \text{ cm}^2 \text{ notre choix est 4T10 es = 15cm avec : } A_{rep} = 3,12 \text{ cm}^2$$

$A_{smin} = 0,5\% * (1 * 0,4) = 20 \text{ cm}^2$
 $A_{smax} = \max (A_{scalculé}, A_{smin}) = 20 \text{ cm}^2$
 On choisit 5 barres de diamètre de 25 mm, espacement = 15 cm.

• **A mi-hauteur**

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{4.39 \cdot 10^5}{142 \cdot 100 \cdot 15^2} = 0.137$$

$$A_s = \frac{M_e}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4.39 \cdot 10^5}{0.93 \cdot 15 \cdot 3478.26} = 6.81 \text{ cm}^2$$

On choisit 7T12 avec $A_{choisie} = 7,91 \text{ cm}^2$

• Armature de répartition :

$A_{rep} = A_{choisie} / 4 = 1,98 \text{ cm}^2$ notre choix est 4T8 es = 15cm avec : $A_{rep} = 2 \text{ cm}^2$
 $A_{smin} = 0,5\% * (1 * 0,3) = 15 \text{ cm}^2$
 $A_{smax} = \max (A_{scalculé}, A_{smin}) = 15 \text{ cm}^2$
 On choisit 7 barres de diamètre de 20 mm, espacement = 15 cm.

V.2.4 Ferrailage de la semelle de coursier

✓ **Calcul des contraintes**

• **Contrainte de rideau et de terre et de surcharge**

$$\sigma_{r,se,t,sr} = \frac{1.35(Pr+Pt+Psr)}{100 \cdot b_1} \dots\dots\dots \mathbf{V.23}$$

AN : $\sigma_{r,e} = 0.102 \text{ bar}$

• **Contrainte de la semelle**

$$\sigma_{se} = \frac{1.35 Pse}{100 \cdot b_1}$$

AN : $\sigma_{se} = 0,022 \text{ bar}$

• **Contraintes d sol**

$$\sigma_1 = \frac{N}{100B} + \frac{6M_G}{100b^2} = 0.02 \text{ bar}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100B} - \frac{6M_G}{100b^2} = -0.01 \text{ bar}$$

Au point A : $\sigma_A = 0,002 \text{ bar}$

Au point B : $\sigma_B = 0,13 \text{ bar}$

Le consol AB ferrailé avec le moment M_B en flexion simple.

Moment à l'encastrement :

$$M_B = x_G \cdot S_G \cdot 1 \text{ ml} = 9.59 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots \mathbf{V.27}$$

S_G : Aire de diagramme résultant ($S_G = 1.17 \text{ t}$)

Section a l'encastrement : $b = 100 \text{ cm}$

$$d = 27 \text{ cm}$$

$$e = 3 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = 0.093$$

On a $\mu < \mu_1$ \longrightarrow Pas d'acier comprimé.

Section d'aciers :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 3478.26 \text{ bars (contrainte maximale de l'allongement d'acier)}$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0.95$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.122$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7.96 \cdot 10^5}{0.99 \cdot 47 \cdot 3478.26} = \mathbf{10.74 \text{ cm}^2}$$

On choisit 7T14 avec $A_{choisie} = 10,78 \text{ cm}^2$

- Armature de répartition :

$$A_{rep} = A_{choisie} / 4 = 2,7 \text{ cm}^2 \text{ notre choix est } 4T10 \text{ es } = 15 \text{ cm avec : } A_{rep} = 3,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,5\% \cdot (1 \cdot 0,4) = 20 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = \max(A_{scalculé}, A_{smin}) = 20 \text{ cm}^2$$

On choisit 7 barres de diamètre de 20 mm, espacement = 15 cm.

Conclusion :

Les cas les plus défavorables ont été pris en compte pour le calcul de stabilité et de ferrailage du déversoir et du coursier, et après ces calculs, on a conclu que ces derniers sont stables face aux différentes charges.

Chapitre VI : Organisation de chantier

Introduction :

La compréhension approfondie du lieu de chantier contribue grandement à établir un calendrier technologique des engins et à leur utilisation rationnelle dans les différentes opérations, afin de répondre aux exigences d'espace et de temps imposées par le marché.

La mise en place d'une bonne organisation de chantier contribue de manière significative à réduire le coût de l'ouvrage afin de le préserver.

Ces travaux engendrent des obstacles considérables, mais pour les réaliser, et peu importe les difficultés rencontrées, il est essentiel d'avoir une connaissance précise de l'organisation du chantier.

De ce fait, notre recherche vise à planifier le chantier du barrage Azib Timizar tout en garantissant :

- Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux...etc.)
- La rapidité des diverses opérations.
- Une économie : alignement et diminution des tâches.
- Une planification de l'utilisation du matériel et du personnel en assurant leur protection.

Ces éléments jouent un rôle essentiel dans la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions possibles.

VI.1 Organisation des données préparatoires et techniques :

L'organisation des données implique la création de tous les documents requis afin que l'organisme chargé de l'exécution puisse entamer la première étape de travail.

La phase de préparation comprend diverses étapes :

- Élaboration de la planification de l'avancement du chantier.
- Organiser les diverses méthodes à mettre en œuvre sur le chantier (technique de construction ou prévention).
- Évalue la disponibilité des techniques de travail et des matériaux de construction sur le chantier afin de garantir la qualité et la quantité de travail.

VI.2 Principaux intervenants dans le chantier :

Les personnes principales sur le chantier jouent un rôle crucial, car chaque personne est chargée de l'une des opérations sur le chantier. Ainsi, avant d'entamer l'implantation du chantier, il est nécessaire de définir les différentes parties prenantes qui sont :

VI.2.1 Maître d'ouvrage :

Il s'agit d'une entité physique ou morale chargée de financer et de préparer le plan de travail de l'ouvrage à réaliser. Le maître d'ouvrage est responsable de sélectionner le maître d'œuvre choisi.

VI.2.2 Maître d'œuvre :

Le maître d'œuvre est une personne physique ou morale chargée de superviser la réalisation de l'ouvrage. Il est nommé par le maître d'ouvrage, responsable de la création du dossier de consultation des entreprises et de la vérification de la construction pour chaque étape à effectuer.

Pour un barrage, le maître d'œuvre est chargé de commencer les travaux de construction jusqu'à la première mise en eau dans le barrage.

VI.2.3 L'entrepreneur :

Le marché des travaux est toujours représenté par une personne physique ou morale, qui est chargée de réaliser l'ouvrage en respectant les délais de réalisation indiqués dans le cahier des charges. Il arrive parfois que, pour la conception d'un grand ouvrage, plusieurs entrepreneurs soient appelées et que chaque entrepreneur ait une partie de l'ouvrage à accomplir.

VI.3 Les différentes phases de chantier :

Au sein du chantier, il existe plusieurs étapes nécessaires à la réalisation du projet, car chaque retard ou mauvais travail peut avoir un impact sur l'étape suivante. On peut citer :

VI.3.1 Préparation et ouvertures des accès pour le chantier et zones d'emprunts :

Avant de débiter la mise en place du chantier, il est essentiel de simplifier les déplacements vers le site et la réalisation de l'ouvrage, y compris pour les zones d'emprunt, afin de permettre aux engins et aux différents équipements de travail de respecter le calendrier de construction préparé par le maître d'ouvrage. Afin de préparer les itinéraires de déplacement, il est nécessaire de consulter les cartes topographiques de la région de projet afin de sélectionner le meilleur itinéraire en minimisant les coûts et le temps.

VI.3.2 Installation de chantier et travaux préparatoire :

La mise en place du chantier demande un espace considérable, car il comprend l'installation des installations pour le personnel, l'installation des engins et le stockage des matériaux de construction.

a. Installation destinée au personnel

Les installations péronnelles sont conçues pour tous les travailleurs de chantier et doivent répondre aux besoins humains tels que le confort et les installations sanitaires. Dans ces installations, on retrouve des dortoirs, des réfectoires et des installations sanitaires, ainsi que des bureaux de chantier.

b. Installation destinée mettre les engins et réparation des engins

Au sein du chantier, il est essentiel de prévoir un espace considérable pour mettre les engins en fin de service et pour les réparations. Cela nécessite un atelier équipé de tous les équipements nécessaires pour assurer la réparation sur place, ce qui permet de gagner du temps et d'économiser de l'argent pour les pièces de rechange, en fonction de l'importance de l'engin.

c. Installation pour le stockage des matériaux de construction

Les matériaux de construction doivent être installés de manière à respecter diverses exigences, car chaque matériau possède son propre mode de stockage. Parmi les matériaux les plus cruciaux, on peut citer :

- Le ciment est entreposé à l'écart du sol dans des silos métalliques, que ce soit des baraquements en bois ou en métal.
- Il est important de séparer les divers agrégats afin d'éviter tout mélange et garantir un dosage adéquat du béton.

d. Installation destinée à la préfabrication

On ramène ces installations de production de matériaux afin de faire des économies sur l'ouvrage et de gagner du temps, telles que les poutres, les conduites, etc.

VI.3.3 Travaux de réalisation :

a. Implantation des ouvrages sur le chantier

En d'autres termes, la tâche de piquetage est l'une des plus cruciales lors du chantier (matérialisation de l'ouvrage et des installations mentionnées précédemment). Et nous avons deux piqueteurs :

- Le piquage principal consiste à évaluer les axes de l'ouvrage.
- Le piquetage secondaire (complémentaire) se réfère aux bords (contours) de l'opération.

b. Travaux de terrassement

L'équilibre entre les masses volumiques de terrassement est privilégié pour la réalisation des travaux de terrassement, en se focalisant sur les travaux économiques liés à la répartition et au transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi qu'à la sélection par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

c. Travaux d'excavation

Les techniques d'opération d'excavation devront être réalisées suivant les données mentionnées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, comprennent (le décapage de terre végétale, l'excavation et mise en œuvre des dépôts).

- Avant l'excavation, le décapage implique le nettoyage du terrain de tout ce qui se trouve en surface du sol.
- La première étape des travaux sur le chantier consiste à excaver à l'aide de divers types d'engins.
- La mise en place des dépôts intervient après la réalisation de l'excavation et des travaux de fondation.

d. Travaux secondaires

Il s'agit de la tâche nécessaire pour pouvoir utiliser et exploiter tous les équipements dans les meilleures conditions. Parmi leurs usages, on retrouve :

- Mise en place de la zone d'emprunt.
- La stabilité des décharges et la protection contre l'érosion, ainsi que leur isolation des cours d'eau.
- Déboisement des zones exposées à l'érosion autour du barrage.

VI.4 Les moyens de chantier :

Concernant les ressources humaines, l'entreprise devra choisir les individus chargés du chantier et ses employés temporaires en indiquant leurs titres, références et compétences. Il sera nécessaire de donner les mêmes instructions aux techniciens spécialisés qui devront intervenir sur le chantier.

L'ouvrage hydraulique et ses dépendances (pour notre cas, un barrage en BCR) requièrent l'emploi de nombreux engins mécaniques pour la scarification, l'excavation, le transport, le nivellement et compacter les matériaux, ainsi que des engins et des matériels de bétonnage. Le matériel de compactage, la fonction, les principales caractéristiques et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage qui pourraient être utilisés lors de la construction du barrage peuvent être différenciés.

VI.4.1 Moyennes humains :

En ce qui concerne les moyennes humaines utilisées pour la réalisation de projets, les travailleurs choisis devront être compétents et compétents, et chaque travailleur à son poste selon sa spécialité. Dans un projet de construction d'un barrage, on peut distinguer :

- Conducteur des travaux : pour le suivi de chantier et le suivi d'ouvriers.
- Contre maitre.
- Chauffeurs pour les engins, les camions et les véhicules.
- Ouvriers.
- Ferrailleurs.
- Soudeurs.
- Coffreurs
- Topographes.
- Ingénieurs (en hydraulique, génie civil...etc.).
- Géologie pour la mission géologique en phase d'étude.
- Cadres dirigeants en coté financiers, ressources humaines, spécialistes en sécurité de chantier.

VI.4.2 Les engins de terrassement

Les engins de terrassement comprennent l'ensemble des équipements nécessaires à la réalisation des fouilles d'assise des ouvrages du barrage, à l'extraction, au transport des matériaux de construction, au bétonnage et à la réalisation des finitions (remblais et forages). Le tableau suivant présente les engins les plus couramment utilisés et leur fonctionnement :

Tableau VI.1 : Différentes engins avec leurs utilisations (Source : Support de cours ODC de Mr. Kahlerrase)

L'engin	Utilisation
Bulldozer	Pour le terrassement de masse et les voies d'accès.
Chargeur (à pneus at à chenilles)	Pour le chargement des déblais.
Camion benne	Pour le transport des déblais et les matériaux de construction.
Pelle hydraulique	Pour le creusement des fouilles.
Pompe immergée	Pour l'évacuation des eaux de chantier en période hivernale.

Camion-citerne	Pour le transport de carburant aux engins et transport de l'eau pour la confection de béton.
Compacteur a pneus	Pour le compactage des matériaux de construction de la digue.
Grue a portique	Pour la mise en place de béton et pour placer le coffrage ainsi les aciers.
Camion malaxeur	Pour le transport de béton.
Groupes électrogènes	Assurer l'énergie électrique au niveau de chantier.
Décapeuse	Nettoyage de la surface du sol avant l'excavation.

VI.4.3 Matériel de bétonnage

Il est l'un des outils les plus essentiels pour répondre aux exigences de béton sur le chantier pour la construction des diverses parties du projet (digue, évacuateur, tour de prise, vidange du fond et canal déviation).

VI.4.4 Matériel spécifique

Ces catégories d'équipement comprennent tous les équipements employés pour (effectuer des forages et des injections, fabriquer certains matériaux de construction).

VI.5 Planification de chantier :

La planification des travaux sur un chantier consiste à rechercher en permanence la meilleure manière d'économiser la main-d'œuvre et les autres facteurs de mise en œuvre afin d'assurer l'efficacité et la fiabilité de l'action à entreprendre. Il cherche à garantir que les travaux sont effectués dans un ordre optimal, c'est-à-dire en respectant les délais de réalisation, tout en étant aussi économiques que possible, c'est-à-dire en générant un bénéfice.

VI.5.1 Attribution des durées de chaque opération

En ce qui concerne l'attribution des durées, il convient de noter :

- Quantité des ressources humaines et matérielles.
- Dimensions du projet. Dans le cadre des normes C.N.A.T, la relation suivante était utilisée :

$$T = \frac{Q \times N}{n}$$

Q : quantité de travail.

N : rendement de travail.

n : nombre d'équipe.

VI.5.2 Délai de construction et programme des travaux

Le temps de réalisation du projet correspond à la somme du temps nécessaire pour accomplir chaque étape de construction, en prenant en considération que certaines opérations peuvent être effectuées simultanément. Afin d'assurer une planification efficace, il est essentiel d'utiliser correctement toutes les ressources humaines et matérielles nécessaires, en respectant certaines directives :

- Selon le plan de planification établi par le responsable du projet.
- Assurer le respect des échéances pour chaque étape de la construction.

- Maintenir le coût du projet au plus bas possible.

VI.5.3 Symbole et temps de réalisation pour chaque période

Le tableau ci-dessous présente les symboles et le temps nécessaire pour chaque étape de construction :

Tableau VI.2 : Symbole et temps de réalisation pour chaque étape de construction.

Travaux	Opérations	Durée (mois)
Installation de chantier et accès	A	5
Installation concassage et centrale à béton	B	4
Travaux au terrassement rives et lit de l'oued	C	2
Excavation clef rive gauche (pour l'évacuateur de crue)	D	6
Excavation fondation rive droit (pour la galerie de dérivation)	E	6
Réalisation de la galerie de dérivation	F	8
Réalisation des batardeaux	G	2
Construction de la digue	H	15
Revêtement des talus de la digue	I	6
Construction de déversoir et coursier	J	7
Construction du bassin de dissipation	K	7
Réalisation de tour de prise	L	8
Prise d'eau et vidange de fond	M	6
Equipements hydromécaniques	N	1
Travaux de finition et mise en eau	O	4

VI.5.4 Les technique de planification

Trois approches sont employées pour planifier les différentes étapes d'un projet :

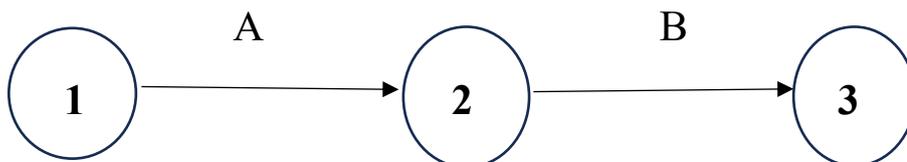
- Méthode basée sur le réseau ou méthode C.P.M (réseau à nœud, réseau à flèche).
- Méthode basée sur le tableau.
- Méthode basée sur le graphique ou méthode des barres (diagramme de Gantt).

1. Méthode basée sur le réseau

Le réseau est une représentation visuelle d'un projet qui permet d'établir la corrélation entre les diverses opérations, qui peuvent être successives, simultanées ou convergentes, et la durée (délai) de réalisation. Il existe deux sortes de réseaux :

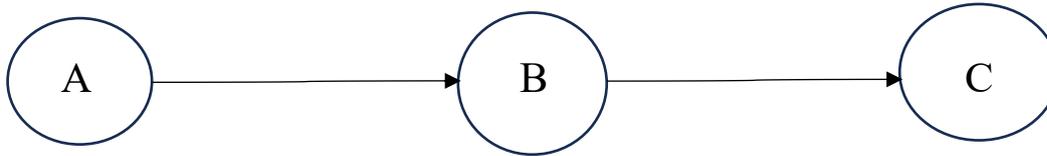
a. Réseau a flèche

L'opération est représentée par une flèche et la relation entre les opérations par des nœuds.



b. Réseau a nœud

Les opérations sont symbolisées par un nœud et les relations entre les opérations sont illustrées par des flèches.



- Le début de l'opération (B) ne peut être effectué que si l'opération (A) est pleinement terminée.
- Le début de l'opération (C) ne peut être effectué que si l'opération (B) est pleinement terminée.

c. Construction du réseau

Pour créer un réseau, il est nécessaire de suivre les six (6) étapes suivantes :

- Mise en place d'une liste de tâches : Effectuer une liste très précise et exhaustive de toutes les opérations nécessaires à la réalisation d'un projet.
- Détermination des tâches antérieures et suivantes : une fois que la liste des tâches à effectuer est dressée, il est nécessaire de déterminer les opérations qui précèdent et qui suivent pour chaque opération.
- Diviser le projet en différentes étapes : préalables, successifs et de durée :

Opération	tr	Procède	Succède

- Construire des graphes partiels (au maximum trois opérations).
- Regroupement des graphes partiels.
- Mise en place du réseau.

d. Méthode C.P.M (méthode de chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de trouver le moyen de réduire le temps de réalisation du projet au maximum.

- **1ere phase** : le nombre de personnes requises pour accomplir le travail en question.
- **2eme phase** : consiste à examiner de manière systématique le réseau, heure par heure, jour par jour, en fonction de l'unité de temps choisie.
- **3eme phase** : il faut ajuster le réseau en fonction des conditions ou des contraintes établies par l'entreprise.

e. Etape de planification

Elle traverse trois étapes essentielles :

- **Rassemblement d'informations** : création d'une synthèse d'analyse d'informations qui est obtenue grâce à des études comparatives.
- **Organisation du projet** : chaque étape du projet est supervisée par un responsable, ainsi que par la main-d'œuvre et le matériel requis.
- **Relation entre les tâches** : il existe deux relations :

- Enchaînement logique.
- Enchaînement préférentiel.

f. Les paramètres à déterminer pour la méthode C.P.M

Il s'agit de calculer l'aller et le retour en utilisant les paramètres suivants :

DCP	TR
DFP	DCCP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DFP : date de finition au plus tôt.

DCCP : date de commencement au plus tard.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : intervalle de temps entre plus tôt et plus tard.

✚ Calcule aller :

$$DFP_i = DCP_i + TR$$

$$DFP_j = DCP_i$$

Et pour dernière opération on a : $DCPP = DCP$

$$DFPP = DFP$$

✚ Calcule retour :

$$DCPP_j = DFPP_i$$

$$DCPP_i = DFPP_i - TR$$

✚ Marge totale :

$$MT = DCPP - DCP$$

$$MT = DFPP - DFP$$

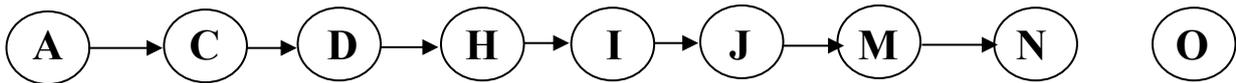
Remarque VI.1 : - Pour dernier opération on a $MT=0$

- La marge totale n'est pas négative $MT \geq 0$.

g. Chemin critique :

Le chemin le plus long dans le réseau est défini comme étant la durée totale de la réalisation DTR. Effectivement, le trajet critique relie les opérations où la marge totale est nulle, $MT=0$. Il est donc nécessaire de vérifier les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR = DTR \end{cases}$$



$$DTR = \sum TR = 5+2+5+15+6+8+6+1+4 = 52 \text{ mois}$$

h. Application de la méthode de réseau**Tableau VI.3 :** Résultats des opérations précède et succède

Opération	TR	Succède	Précède
A	5	B, C	-
B	4	F, K	A
C	2	D, E	A
D	6	H	C
E	6	H	C
F	7	G	B
G	2	N	F
H	15	I	D, E
I	6	J	H
J	7	M	I
K	7	L	B
L	8	N	K
M	5	N	J
N	1	O	G, L, M
O	4	-	N

D'après le réseau à nœuds le temps de réalisation est de 52 mois.

2. Planification par la méthode de tableau :

L'objectif est de procéder au calcul en utilisant un tableau spécialement conçu pour estimer la durée du projet et définir le chemin critique. C'est le cas de la base du réseau à flèche.

Les résultats de cette méthode de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Détermination du chemin critique par la méthode du tableau.

Opération	TR (mois)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
1-2	5	0	5	0	5	0
2-3	4	5	9	32	36	27
2-4	2	5	7	5	7	0
3-5	7	9	14	36	43	27
3-6	0	9	9	37	37	28
4-6	6	7	13	31	37	244
4-7	5	7	12	7	12	0
5-12	5	14	19	43	47	28
6-8	8	13	21	37	45	24
7-9	15	12	27	12	27	0
8-12	2	21	23	45	47	24
9-10	6	27	33	27	33	0
10-11	8	33	41	33	41	0
11-12	6	41	47	41	47	0
12-13	1	47	48	47	48	0
13-14	4	48	52	48	52	0

3. Méthode basée sur le graphique (diagramme de GANTT)

Cette méthode implique la détermination de deux réseaux pour planifier en utilisant le diagramme à barres. Les tâches sont indiquées en ligne, et la durée de chaque tâche est indiquée par une barre (dessinée à l'échelle) dont la longueur correspond à sa durée réelle, en respectant la date de début et de fin de cette tâche.

Le schéma GANTT est illustré dans l'annexe.

Conclusion :

Organiser la construction du barrage d'Azib Timizar en coordonnant les moyens requis pour réaliser, dans les meilleures conditions et à temps, les tâches à accomplir pour la construction de ce barrage.

Il a été accordé une grande importance à l'organisation de la construction, visant à éliminer les temps morts, à améliorer la qualité et à maintenir une même vitesse d'avancement pour toutes les opérations fondamentales et sur tous les points de chantier.

Bien que le calendrier ait été établi, il sera toujours impossible d'éviter certains problèmes et obstacles sur le terrain, qui pourraient retarder légèrement l'avancement des travaux, tels que les intempéries, les crises des matières premières (acier, ciment, produits chimiques, etc.).

Le projet du barrage Azib Timizar devrait prendre environ 4 ans et 4 mois, dont 12 mois pour la construction de l'évacuateur de crues.

Conclusion générale

La wilaya de Bejaia présente un emplacement très prometteur pour le barrage d'Azib Timizar, qui recèle un fort potentiel pour répondre aux problématiques de ressources en eau. Compte tenu du type spécifique du barrage et de son emplacement stratégique, il permet d'explorer plusieurs options d'évacuateur de crues. Notre étude s'est concentrée sur l'analyse de trois variantes particulières afin de déterminer l'approche la plus adaptée. En résumé, l'analyse des différentes variations de l'évacuateur du barrage d'Azib Timizar (situé à l'Ouest de Béjaia) révèle que le VNNR de $18,9\text{Mm}^3$, composé de $V_u=16,98\text{Mm}^3$ et $V_m=1,9\text{Mm}^3$. Pour une période de retour de 1000 ans, le débit de conception est estimé à $654\text{ m}^3/\text{s}$. La largeur optimale du déversoir est calculée à 65 m , avec une hauteur de débordement de 2.52 m . Quatre variantes différentes ont été soigneusement examinées :

- Un évacuateur a déversoir de type labyrinthe forme trapèze et dissipateur saut de ski.
- Un déversoir a déversoir de type labyrinthe forme triangle et dissipateur saut de ski.
- Un évacuateur a déversoir de type labyrinthe forme rectangle et dissipateur saut de ski.
- Un évacuateur a déversoir bec de canard et un dissipateur d'énergie saut de ski.

Les quatre options sont jugées appropriées et réalisables pour le barrage. Le processus de sélection prend en considération des facteurs à la fois topographiques et économiques. La variante retenue est un déversoir labyrinthe trapézoïdale, composé d'un déversoir d'avec une pente orientée vers l'amont et un canal d'écoulement de 40 mètres . Le coursier est de 30 mètres de largeur et une longueur de 100 m et a une pente de 30% , De plus, un dissipateur d'énergie saut de ski.

Le plan de construction du déversoir et des parois du bassin a été jugé stable du point de vue du génie civil, avec un canal d'écoulement de 20 mètres de largeur. La construction du barrage, qui s'étend sur une durée totale de $4\text{ ans et }4\text{ mois}$, comprend une période de renforcement déjà établie. Sur les 16 Mois consacrés à la construction, le temps restant est consacré à d'autres tâches nécessaires. La construction du déversoir en labyrinthe de forme trapézoïdale peut être considérée en toute confiance comme exempte de tout défi technique notable. Cet engagement envers l'évacuateur de crues garantit sa mise en œuvre réussie.

Références bibliographiques

A.N.B.T : Etude d'avant-projet détaillé du Barrage Azib Timizar (Wilaya de Béjaia). Mémoire de synthèse.

DESIGN OF SMALL DAMS USBR (1987) a water resources technical publication.

FOLMAR, G. J., et al. (2007). Multiple methods investigation of recharge et humid region fractured rock site. Hydrogeology Journal, 15(7), 1253-1269.

Guillot, P., & Duband, D. (1967). Une méthode simple pour calculer les débits de crue. La méthode du Gradex. Bulletin Technique, Hydrologie Appliquée, France.

Meddi, M., & Zeroual, A. (2008). Application de la méthode de Gradex pour l'estimation des crues extrêmes dans le bassin versant de la Mekerra (Nord-Ouest de l'Algérie). Journal of Water and Land Development, 38(1), 95-107.

Schleiss, A. J., & Poougatsch, H. (2011). Les barrages : du projet a la mise en service (Vol.15). Ecole Polytechnique fédérale de Lausanne.

Touaibia. B (2004) Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.

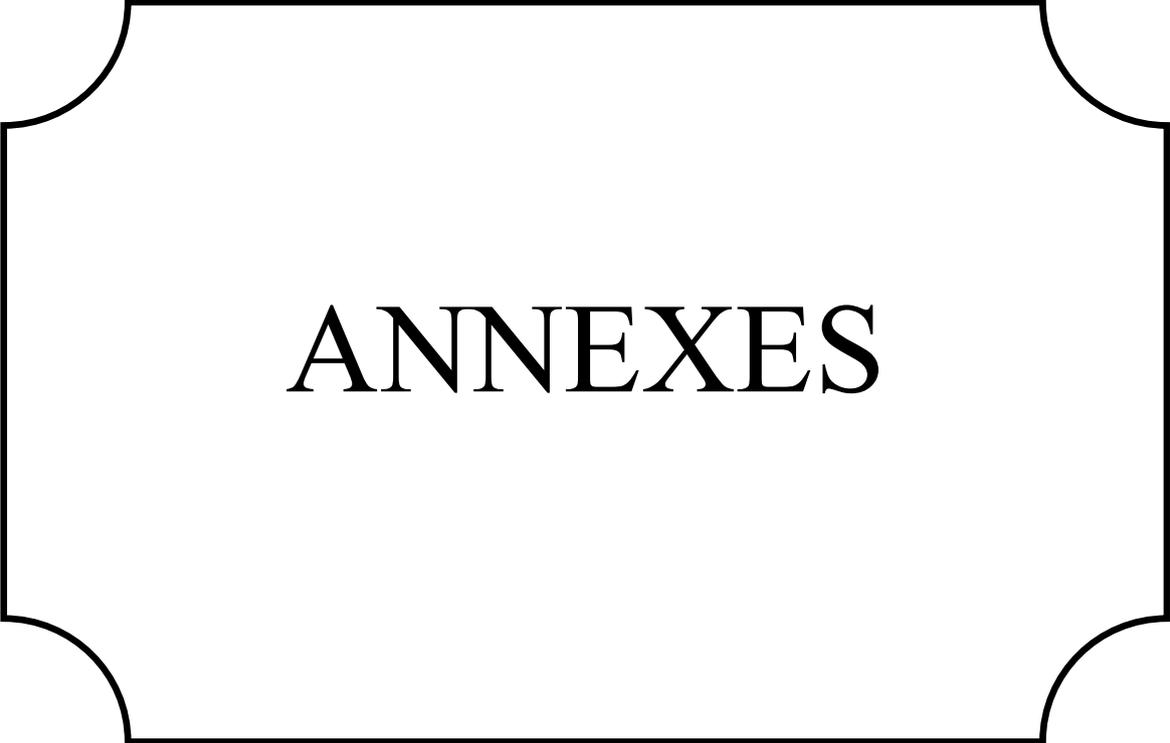
Touaibia. B., Benlaoukli. B., Bouheniche. S. (2015). Approche quantitative de l'envasement au droit de 15 barrages en exploitation dans l'Algérie du Nord.

Wili H. Hager & Anton J. Schleiss. (2009). Construction hydraulique, écoulement stationnaires (Vol. 15) Ecole Polytechnique fédérale de Lausanne.

Zarrouk, M., Seqqat-Dakhma, E., & Chérif, S. (1995). Evaluation of Seepage Control in Small Dams. Journal of Hydraulic Engineering, 30(2), 150-160.

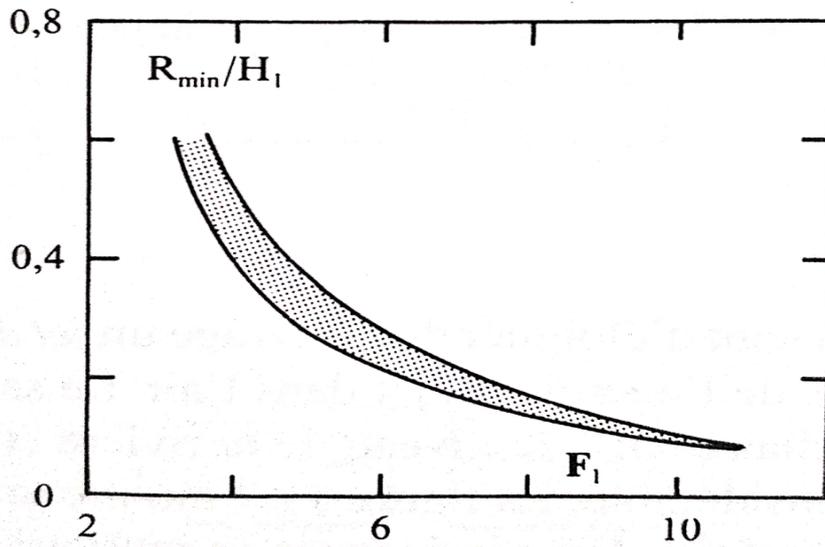
Sites web:

Google maps: <https://www.google.fr/maps/@36.7263826,4.6804402,14.25z>

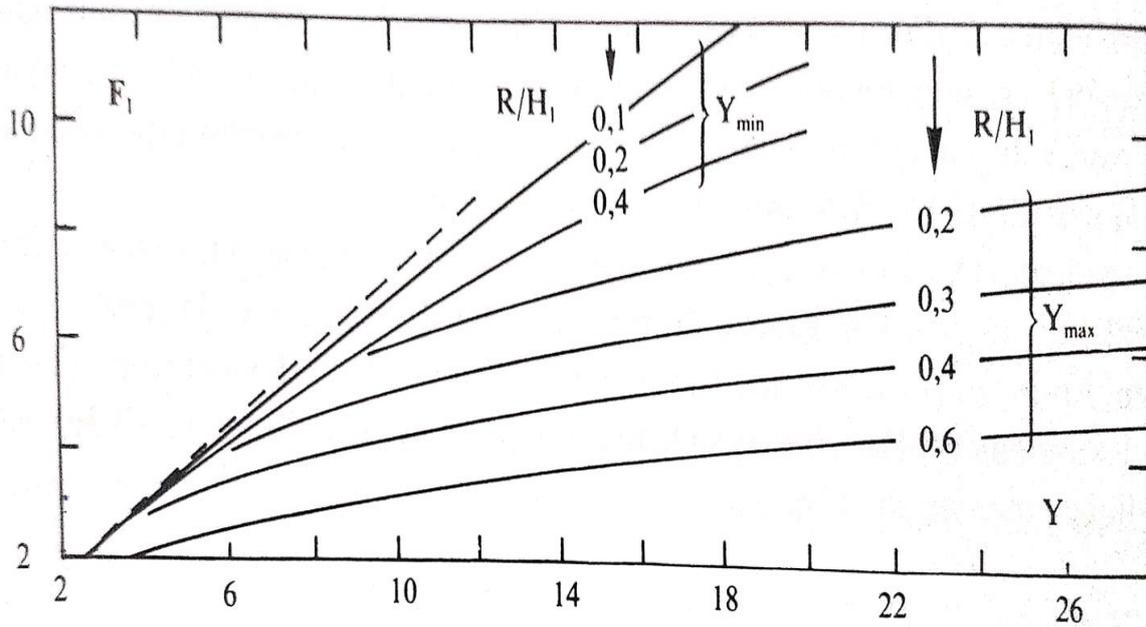


ANNEXES

Annexe I
Les abaques



Abaque 01 : Rayon minimale relatif R_{\min}/H_1 en fonction de F_1 saut de ski [12]



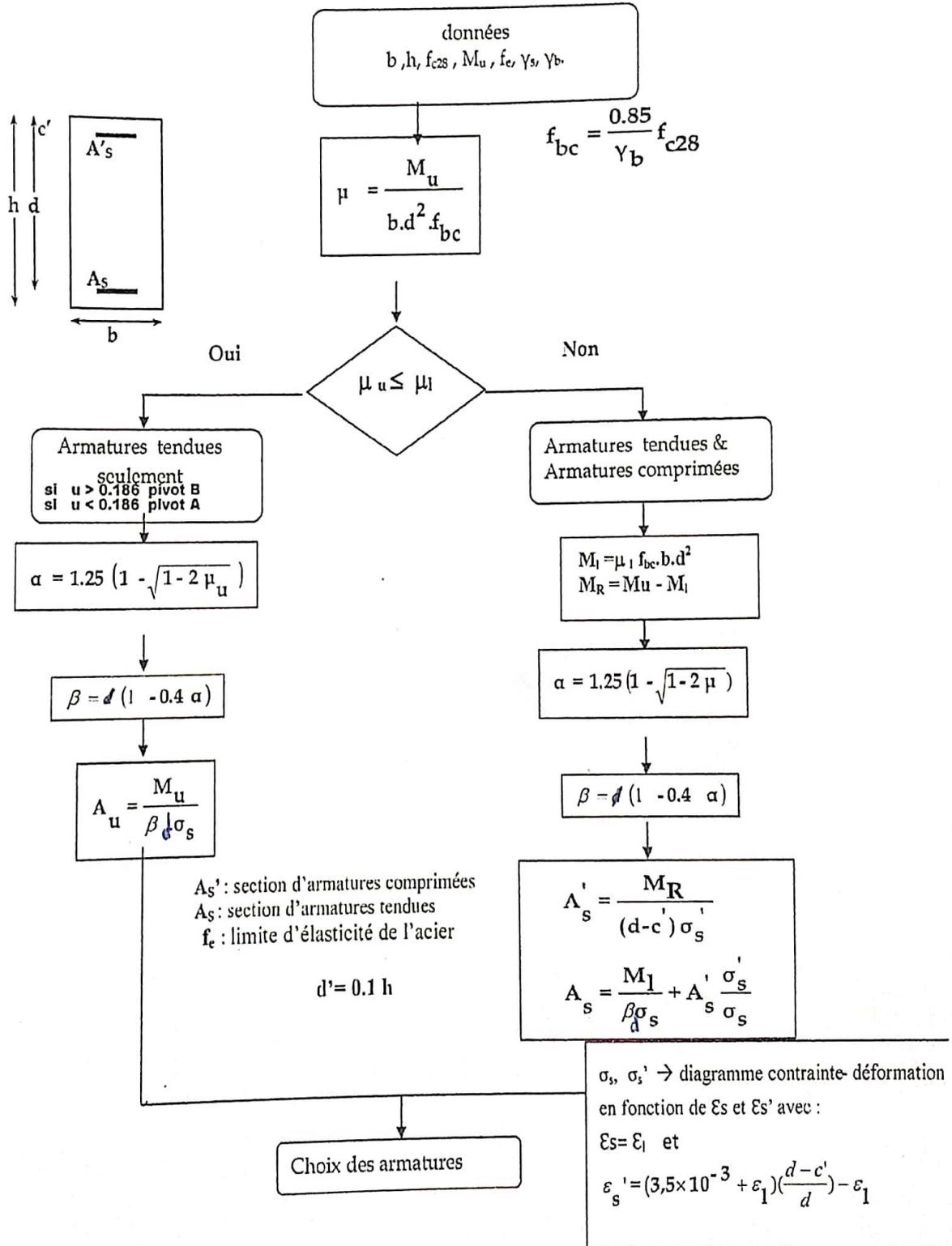
Abaque 02 : Hauteur d'eau aval (saut de ski) [12]

Annexe II : la vitesse d'approche admissible en fonction du type de sol.

Type de sols	Diamètre d ₅₀ (mm)	V _{adm} (m/s) pour différentes hauteurs (m)				
		(H+P) = 0.4	(H+P) = 1	(H+P) = 2	(H+P) = 3	(H+P) > 5
Sable très fin	0.05-0.15	0.15-0.2	0.2-0.3	0.25-0.4	0.4-0.45	0.4-0.55
Sable fin	0.15-0.25	0.2-0.35	0.3-0.45	0.4-0.55	0.45-0.6	0.55-0.7
Sable moyen	0.2-51	0.35-0.5	0.45-0.5	0.55-0.7	0.6-0.75	0.7-0.85
Sable gros	1-2.5	0.5-0.75	0.6-0.75	0.7-0.8	0.75-0.9	0.85-1
Gravier fin	2.5-5	0.75-0.85	0.75-0.85	0.8-1	0.9-1.1	1-1.2
Gravier moyen	5-10	0.85-0.9	0.85-1.05	1-1.15	1.1-1.3	1.2-1.45
Cailloux fin	10-15	0.9-1.1	1.05-1.2	1.15-1.35	1.3-1.5	1.45-1.65
Cailloux moyen	15-25	1.1-1.25	1.2-1.45	1.35-1.65	1.5-1.85	1.65-2
Cailloux gros	25-40	1.25-1.5	1.45-1.85	1.65-2.1	1.85-2.3	2-2.45
Cailloux très gros	40-75	1.5-2	1.85-2.4	2.1-2.75	2.3-3.1	2.45-3.3
Petite pierre	75-100	2-2.45	2.4-2.8	2.75-3.2	3.1-3.5	3.3-3.8
Pierre moyenne	100-150	2.45-3	2.8-3.35	3.2-3.75	3.5-4.1	3.8-4.4
Grosse pierre	150-200	3-3.5	3.35-3.8	3.75-4.3	4.1-4.65	4.4-5
Petite bloc	200-300	3.5-3.85	3.8-4.35	4.3-4.7	4.65-4.9	5-5.5
Moyenne bloc	300-400	-	4.35-4.75	4.7-4.95	4.9-5.3	5.5-5.6
Grosse bloc	400-500	-	-	4.95-5.35	5.3-5.5	5.6-6
Roche sédimentaires, conglomérats, marnes		2.1	2.5	2.9	3.1	
Calcaires poreux et conglomérats compactes, grès calcifiés, etc.		2.5	3	3.4	3.7	
Grès dolomitiques, calcaires compactes non stratifiés, silices.		3.7	4.5	5.2	5.6	
Roches cristallines, marbres et granites.		16	20	23	25	
Diabases, basaltes et quartzites.		21	25	25	25	

Annexe III

Organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire d'une poutre en flexion simple a l'état limite ultime



Annexe IV

Diagramme de GANTT

