



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option: Ouvrages hydrotechnique et aménagement**

**THEME :**

**Dimensionnement et conception du barrage  
de Sidi Khelifa en variante barrage en  
BCR**

**Présenté par :**

**AMIRAT Imane**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
Hadj Sadok Ahmed	Professeur	Président
ZAIBAK Issam	M.C.B	Examineur
BOUZIANE Mamar	M.A.A	Examineur
Mr BENLAOUKLI BACHIR	Professeur	Promoteur

# Remerciements

*Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de ce mémoire de fin d'études.*

*Tout d'abord, je souhaite remercier chaleureusement Monsieur BENLOUKLI et Monsieur Hadj Sadok, mes professeurs, pour leurs précieux conseils et leur soutien tout au long de ces années d'études. Leur expertise et leur dévouement ont été essentiels à la réussite de ce travail.*

*Je suis profondément reconnaissant envers tous les enseignants de l'ENSH, pour leur contribution inestimable à ma formation et leur soutien tout au long de mon parcours académique.*

*Je souhaite également exprimer mes remerciements sincères à tout le personnel de l'ANBT et du CTH, pour leur bienveillance, leur dévouement et leur aide précieuse.*

*Enfin, je voudrais exprimer ma gratitude à tous mes proches, ceux et celles qui, de près ou de loin, ont apporté leurs conseils, leur soutien et leurs compétences, rendant possible la réalisation de ce mémoire.*

*Ces cinq années n'auraient pas été les mêmes sans votre soutien et votre motivation. Merci à chacun de vous pour avoir cru en moi et pour m'avoir accompagné dans cette aventure académique.*

*Avec toute ma reconnaissance,*

**AMIRAT Imane**

# Dédicace

*Je dédie ce travail à mes chers parents et à mon frère. Votre amour indéfectible, votre soutien inébranlable et votre confiance en moi ont été les piliers de cette réussite académique. Merci pour tout.*

*À chère ma grand-mère Zahra, à mes oncles Arab, Farid et Hamiche, et à mes tantes Ourdia, Fatima et Rachida, pour leur amour inconditionnel, leurs encouragements constants et leur croyance en mes capacités. Vous êtes ma force et ma motivation.*

*À mes amis, qui ont partagé avec moi les hauts et les bas et qui ont été un soutien essentiel pendant cette période d'études.*

*À mes professeurs, en reconnaissance de leur expertise, de leur patience et de leur dévouement à transmettre ma connaissance. Vos précieux conseils ont été essentiels pour mener à bien cette tâche.*

*Je tiens à exprimer ma sincère reconnaissance envers toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont participé à la concrétisation de ce mémoire.*

*Finalement, à moi-même, pour ma persévérance, ma détermination et les efforts que j'ai déployés pour atteindre cet objectif académique. Ce travail de recherche est le résultat de mon dévouement et de ma passion pour ce domaine d'étude.*

*Que cette dédicace soit un signe de gratitude envers tous ceux qui ont contribué de manière importante à cette aventure linguistique.*

AMIRAT Imane

## Résumé

Ce mémoire aborde la reconstruction du barrage de Sidi Khelifa en Algérie avec du béton compacté au rouleau (BCR). Objectifs : améliorer la gestion de l'eau, assurer la sécurité hydrologique et répondre à la demande croissante. Le BCR est choisi pour sa rapidité, son coût et sa durabilité. Le site est étudié en termes de géographie, géotechnique, géologie et hydrologie. Les analyses couvrent les fondations, les matériaux, la sismicité, les précipitations. Une analyse économique évalue le budget, les coûts, et les coefficients de sécurité. Les équipements de crue sont dimensionnés selon les lois de l'écoulement. L'organisation du chantier inclut les travaux préparatoires, l'installation, la gestion des déchets, et la protection environnementale, visant à minimiser les coûts et garantir la qualité et la sécurité.

## ملخص

يتناول هذا البحث اعادة بناء و تحسين سد سيدي خليفة في الجزائر با استخدام الخرسانة المدكوكة و تحسين ادارة الموارد المائية و ضمان الامان الهيدرولوجي و تلبية الطلب المتزايد على المياه لسرعتها في التنفيذ وتكلفتها الاقتصادية مع ضمان متانة عالية، يعرض الموقع الجغرافي لسيدي خليفة بالتفصيل بما في ذلك الجغرافيا والتغطية الصخرية و النباتية، والهيدرولوجيا للحوض للمائي. تم اجراء دراسة شاملة للخصائص الجيوتقنيولوجية. تتضمن الدراسة الهيدرولوجية للحوض للمائي تحليلات مورفولوجية و مناخية مع بيانات عن الامطار و الرطوبة النسبية و التدفقات القصوى للفيضانات. تم اجراء تحليل اقتصادي لتقدير الميزانية اللازمة للبناء و الصيانة. يتناول الفصل المعدات اللازمة لمفرغ الفيضان مع التركيز على امان السد. اخيرا تم وصف تنظيم موقع البناء بما في ذلك الاعمال التحضيرية و تركيب الموقع و الوسائل المادية و البشرية و ادارة النفايات و حماية البيئة مشددا على اهمية التنظيم الجيد لتقليل التكاليف والوقت مع ضمان جودة و امان الاعمال.

## Abstract:

This thesis examines the reconstruction and improvement of the Sidi Khelifa dam in Algeria using Roller Compacted Concrete (RCC). The goals are to improve water management, ensure hydrological safety, and meet rising water demand. RCC is selected for its speed, cost-effectiveness, and durability. The site is analyzed in terms of geography, geotechnics, geology, and hydrology. Technical calculations determine volumes and seasonal regulation. An economic analysis evaluates the budget, costs, and safety coefficients. Spillway equipment is designed based on fluid flow laws. Construction site organization focuses on effective management, cost reduction, and ensuring quality and safety.

# TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE -----	2
Chapitre I: Présentation de la zone d'étude -----	3
Introduction -----	4
I.1 Représentations du barrage de Sidi Khelifa -----	4
I.2 La géographie du site de barrage de Sidi Khelifa -----	4
I.3 Le couvert rocheux et vegetation -----	5
I.4 Hydrographie du bassin versant -----	6
Conclusion -----	7
Chapitre II: Etude géotechnique et géologique du barrage de Sidi Khelifa -----	8
Introduction -----	9
II.1 Etude géotechnique du barrage de Sid Khelifa -----	9
II.1.1 Les caractéristiques géotechnique de la fondation -----	9
II.1.2 Gîtes d'emprunt -----	10
II.1.3 Caracteristiques des materiaux de construction -----	13
II.2 Etude géologique du barrage de Sidi Khelifa -----	17
II.2.1 Géologie régionale : -----	17
II.2.2 Géologie de site be barrage de Sidi Khelifa : -----	18
II.2.3 Geologie de la cuvette -----	18
II.3 Tectonique -----	21
II.4 Sismicité -----	21
II.5 Perméabilité -----	22
Conclusion -----	23
Chapitre III: étude hydrologique -----	24
Introduction -----	25
III.1 Bassin versant -----	25
III.1.1 Etude morphophonologique du bassin versant -----	25
III.1.2 Etude de relief du bassin versant -----	28
III.2 Réseau hydrographique du bassin versant -----	38
III.2.1 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant -----	38
III.2.2 Paramètres hydrographique -----	39
III.3 Etude climatologiques -----	44
III.3.1 la humidité relative -----	44

III.3.2 La températures -----	45
III.3.3 Vitesse du vent -----	46
III.3.4 Evaporation -----	46
-----	47
III.4 Etude des précipitations -----	47
III.4.1 Estimation des pluies journalières maximales -----	49
III.4.2 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités -----	55
-----	59
III.4.3 Etudes des apports -----	59
III.5 Etude des crues -----	65
III.5.1 Evaluation des débits maximums des crues -----	65
III.5.2 Hydrogramme de crue -----	72
III.5.2 Choix de la crue de projet du barrage de Sidi Khelifa -----	74
III.5.3 Choix de la crue de chantier du barrage de Sidi Khelifa -----	75
III.5 Apports solides et estimation du volume mort du bassin versant -----	76
III.5.1 Estimation du transport solide du bassin versant -----	77
III.5.2 Estimation du débit solide -----	79
III.5.3 Calcul du volume mort -----	80
Le fond de la retenue est occupé par un volume de sédiments, résultant du transport solide et de l'érosion, provoquant ainsi l'envasement des barrages à long terme. C'est à cette profondeur, appelée Niveau du Volume Mort, que l'évacuateur de fond est positionné pour éliminer les dépôts de vase -----	80
III.6 Etude de la régularisation de la retenue -----	81
III.6.2 Répartition mensuelle des besoins en eau -----	83
III.6.3 Calcul du Volume Normal -----	84
III.7 Laminage des Crues -----	93
III.7.1 Principe de Laminage des Crues -----	94
III.7.2 Méthode de Muskingum pour le Laminage des Crues -----	95
Conclusion -----	99
Chapitre IV: -----	100
Profil général de la digue variante BCR -----	100
Introduction -----	101

IV.1. Le choix du site du barrage -----	101
IV.2. Le choix du type du barrage -----	101
Le choix du type de barrage à édifier est fortement influencé par son environnement. Pour sélectionner le type d'ouvrage le plus approprié, il est nécessaire de prendre en considération divers critères. -----	101
IV.2.1 La topographie du site -----	101
IV.2.2 La morphologie de la vallée -----	102
IV.2.3 Les conditions géologiques et géotechniques -----	102
Le choix du site et du type de barrage à implanter est influencé par les caractéristiques géologiques telles que la nature, la résistance, la pente, la fracturation et la perméabilité des formations du bassin versant. -	102
IV.2.4 Les matériaux de construction -----	102
Le choix du type de barrage est souvent influencé par la disponibilité de matériaux utilisables sur le site ou à proximité pour la construction du barrage. L'utilisation des matériaux disponibles sur place est généralement conseillée comme première option. Il est essentiel de placer ces matériaux le plus près possible des zones d'extraction. ---	102
IV.2.5 Critère socio-économique -----	102
IV.2.6 Conditions hydrologiques et régimes des crues -----	103
IV.3. La variante barrage en BCR -----	103
IV.3.1 Caractéristiques des Barrages Poids -----	103
IV.3.2 Propriétés Mécaniques du BCR -----	104
IV.3.3 Avantages des Barrages en BCR -----	104
IV.4 Définition du profil générale du barrage -----	105
IV.5 Calcul coût de la digue variante barrage en BCR -----	109
Conclusion -----	110
Chapitre V:Calcul de Stabilité -----	111
et de Résistance -----	111
Introduction -----	112
Dans cette note, les théories prises en compte dans les calculs de stabilité du barrage en BCR de Sidi Khelifa sont exposées et les résultats sont présentés dans différents cas d'accusation. -----	112
Lorsqu'on étudie la stabilité d'un barrage-poids, il est primordial de saisir que la plupart des ruptures de barrage-poids rapportées dans le monde ont eu lieu pendant	

des tempêtes. En raison de l'atteinte du plafond du projet, la stabilité des travaux diminue. -----	112
L'étude examine la résistance de la conception du barrage à sa fondation, la résistance aux ondes sismiques intenses et l'augmentation du niveau de l'eau dans la rétention.	112
V.1 Hypothèses retenues -----	112
V.1.1 Caractéristiques des matériaux de construction -----	112
V.1.2 Caractéristiques du Substratum Rocheux -----	113
V.1.3 Sous-pressions -----	114
V.1.5 Séisme -----	115
V.2 Cas de charge pour le calcul de stabilité -----	116
V.2.1 Condition normale -----	117
V.2.2 Condition exceptionnelle -----	117
V.2.3 Conditions extrêmes -----	117
V.3 Méthode utilisée pour le calcul et critères de stabilité -----	118
V.3.1 Présentation générale du code de calcul -----	118
V.3.2 Critère de stabilité au glissement -----	118
V.3.3 Critère de stabilité au renversement -----	118
V.3.4 Critère de non écrasement des parements et de la fondation ---	119
V.3.5 Critère de fissuration -----	120
V.4 Récapitulatif des cas de charge testes -----	121
V.5 le calcul des différentes charges -----	122
V.5.1 le calcul des charges verticales -----	122
V.5.2 le calcul des charges horizontales -----	124
V.5.3 Calcul des charges sismiques -----	125
V.5.4 le supplément d'une poussée hydrostatique -----	126
V.6 Stabilité au glissement -----	127
V.7 Stabilité au renversement -----	129
V.8 Calcul de résistance -----	131
V.8.1 la méthode de la résistance des matériaux -----	131
V.8.2 Conditions de Propagation des Fissures et Critère de Stabilité de M. Levy -----	133
Conclusion -----	134
Chapitre VI : -----	135
Conception des ouvrages annexes de la variante barrage en BCR -----	135

Introduction -----	136
VI.1 Aperçu sur le béton compacté au rouleau (BCR) -----	136
VI.1.1 Définition -----	136
VI.1.2 Qualité du BCR -----	137
VI.1.3 Degré d'homogénéité -----	137
VI.1.4 Principaux constituants du béton BCR -----	137
VI.1.5 les different méthodes de formations de béton bcr -----	140
VI.1.5.1 Méthode de la corporation des ingénieurs de l'armée Américains U.S. Army Corps of Engineers method -----	140
VI.1.5.2 Méthode Japonaise (the RCD method) -----	141
VI.1.5.3 Méthode du BCR riche en liant (the high-paste method) ---	141
VI.1.5.4 Méthode simplifiée des sols (the simplified soils method) -	141
VI.1.5.5 Méthode du BCR pauvre en liant (the lean RCC method) -	142
VI.2 La conception du barrage et ces ouvrages annexes -----	142
VI.2.1 Ouvrage d'évacuation de crues -----	143
Dimensionnement d'un Coursier à Marches Escaliers -----	147
1. Conditions pour l'Occurrence de l'Écoulement en Nappe Isolée --	147
2. Limites Inférieures de la Hauteur de Marche pour l'Écoulement en Nappe -----	148
3. Limite Supérieure du Régime d'Écoulement en Nappe -----	149
➤ Calcul de l'Énergie Dissipée dans un Coursier à Marches Escaliers -	149
Expression de Chanson (1994-b) pour le Saumon Hydraulique -----	150
Analyse de Fratino et al. (2000) de la Dissipation d'Énergie -----	150
➤ Bassin de dissipation -----	151
Principe de Fonctionnement -----	151
Détermination de la Forme et du Type de Bassin -----	152
VI.2.2 Ouvrage de Vidange -----	156
Calcul du temps de vidange d'un barrage : -----	160
Conclusion -----	167
Chapitre VII : -----	168
Organisation de chantier -----	168
Introduction -----	169
VII.1 Travaux préparatoires et organisation du chantier pour le project -----	169
VII.1.1 Période de préparation -----	169

VII.1.2 Achat de matières premières -----	170
VII.2 Mise en place du chantier du projet. -----	171
VII.2.1 Équipements réservés aux employés -----	171
VII.2.2 Équipements pour le stockage des matériaux utilisés dans le cadre du projet. -----	172
VII.2.3 Facilités de réparation des véhicules -----	173
VII.2.4 Préfabrication d'installations -----	174
VII.3 Les ressources du chantier -----	174
VII.3.1 Les ressources humaines -----	174
VII.3.2 Ressources matérielles -----	175
VII.3.2 Moyens matériels -----	178
VII.4 Gestion des déchets et protection de l'environnement -----	178
VII.4.1 Gestion des déchets -----	178
VII.4.2 Protection de l'environnement -----	179
VII.5 Sécurité au travail -----	180
VII.5.1 Dispositifs de prévention des accidents -----	180
VII.5.2 Formation et sensibilisation du personnel -----	181
VII.5.3 Équipements de protection individuelle et collective -----	182
VII.5.4 Gestion des incidents et retour d'expérience -----	182
VII.6 Planification de la réalisation du barrage en BCR (Béton Compacté au Rouleau) -----	183
VII.6.1 Processus de planification -----	183
VII.6.2 Techniques de la planification des travaux -----	185
VII.6.2.1 Méthodes basées sur le réseau -----	185
VII.6.3 Tableau de réalisation du barrage en BCR -----	188
Conclusion -----	189
Annexes -----	197

## Chapitre II

Tableau II.1: récapitulation des propriétés géotechniques des colluvions et marnes.....	9
Tableau II.2: les résultats d'essais pour les deux carrières.....	10
Tableau II.3: analyses granulométriques des deux échantillons.....	12
Tableau II.4: Résultats des essais cisaillements des deux échantillons.....	12
Tableau II.5: Proportion moyenne des fraction granulométriques.....	13
Tableau II.6: les résultats d'essais des différents frayements.....	13
Tableau II.7: Les paramètres des matériaux argileux.....	14

## Chapitre III

Tableau III.1: représentation des surface partielles de chaque classe.....	25
Tableau III.2: tableau récapitulatif des altitudes caractéristiques.....	26
Tableau III.3: Tableau du pente moyenne.....	27
Tableau III.4: tableau de la pente Roche IP.....	29
Tableau III.5: Classification O.R.S.T.O.M de type de relief Touaibia, 2003.....	30
Tableau III.6 Longueurs des courbes de niveaux du bassin versant.....	31
Tableau III.7: Récapitulatif des valeurs du temps de concentration.....	35
Tableau III.10: récapitulatif des résultats des caractéristiques hydrographiques du bassin versant du l'oued de Ahmed Youcef.....	36-37
Tableau III.11: tableau de l'humidité relative.....	37
Tableau III.12: Répartition mensuelle des températures du project moy, max et min Source : [ONM] (OFFICE NATIONAL DE METEOROLOGIE).....	38
Tableau III.12 : Vitesses moyenne du vent.....	39
Tableau III.13: Répartition mensuelle de l'évaporation.....	40
Tableau III.14: Répartition mensuelle des précipitations.....	41
Tableau III.15 : Coordonnées et code de la Station pluviométrique utilisée dans l'étude...	42
Tableau III.16: Pluies maximales journalières source ANRH.....	43
Tableau III.16 Caractéristique de la série des pluies maximales journalières.....	43
Tableau III.17 : Résultat de l'ajustement à la loi de Log-normal.....	44
Tableau III.19 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon.....	45-46
Tableau III.20: Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.....	46
Tableau III.21: Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.....	48
Tableau III.22 : Précipitations pour les différentes fréquences.....	49-50
Tableau III.23 : Récapitulatif des résultats des apports. ....	52

Tableau III. 24:Récapitulatif des résultats des coefficients de variance pour chaque formule.	53
Tableau III. 25: Récapitulatif des résultats des apports fréquentiel.....	54
Tableau III. 26: Répartition mensuelle de l'apport annuel de fréquence 80%.....	54
Tableau III. 27: Valeur du paramètre n en fonction de la morphologie et la perméabilité du sol du bassin. ....	56
Tableau III. 28 :Paramètre m en fonction de la superficie du bassin versant (TOUAIBIA, 2004). ....	56
Tableau III.28: les fréquences et intensité de période de retour. ....	57
Tableau III. 29 Débits maximaux de crue pour différentes formules. ....	60
Tableau III.30: hydrogramme de crue pour différents période de retour.....	61
Tableau III. 31 :Crue de projet recommandée. ....	62
Tableau III. 34 :Déférentes valeurs de « $\alpha$ » ....	65
Tableau III. 35: Récapitulation de l'apport solide. ....	66
Tableau III. 36: Récapitulation de calcul du volume mort. ....	67
Tableau III. 36 :Caractéristiques topographiques et volumétriques de la retenue. ....	68-69
Tableau III. 38: La répartition mensuelle des besoins en eau AEP+Irrigation. Source APD.	70
Tableau III. 39: Détermination du volume utile du barrage. ....	72
Tableau III. 40 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm <sup>3</sup> ). ....	73
Tableau III. 41 :Valeurs du coefficient $\delta$ . ....	75
Tableau III. 42: Détermination du volume utile du barrage avec pertes. ....	75
Tableau III. 43 :Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm <sup>3</sup> ). ....	77
Tableau III. 44 :Récapitulatif des résultats de calcul.....	78
Tableau III. 45: Détermination de la courbe caractéristique du barrage de Sidi Khelifa pour b=100m. ....	81
Tableau III. 46 :Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum. ....	82

#### **Chapitre IV**

Tableau IV.1 : Coût de la digue.....	92
--------------------------------------	----

#### **Chapitre V**

Tableau V.1: Coefficients de sécurité. ....	103
---	-----

#### **Chapitre VI**

Tableau VI.1: Coordonnées d'un profil du déversoir d'après Creager Ofitsérove. ....	125
Tableau VI. 2 Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBRE.....	132

## Liste des figures

### CHAPITRE I

Figure I.1: carte de localisation de la zone d'étude .....	5
Figure I.2: carte géologique (source APD) .....	5

### CHAPITRE III

Figure III. 1: carte des altitudes du bassin versant .....	26
Figure III. 1: carte de délimitation du bassin versant.....	23
Figure III. 2: carte des courbes hypsométrique du bassin versant .....	29
Figure III. 3: la courbe hypsométrique .....	30
Figure III. 4: carte des pentes du bassin versant .....	33
Figure III. 5:carte des courbes de niveaux du bassin versant .....	37
Figure III.7: Histogramme de répartition mensuelle d'humidité relative. ....	44
Figure III. 8:Histogramme de répartition mensuelle de température. ....	45
Figure III.9:Histogramme de répartition mensuelle de vitesse de vent. ....	46
Figure III.10:Histogramme de répartition mensuelle de l'évaporation mensuelle.	47
Figure III.11:Histogramme de répartition mensuelle de vitesse de vent. ....	48
Figure III. 12: Représentation graphique de la log normal .....	53
Figure III. 13 :Représentation graphique de la loi de Gumbel .....	55
Figure III.14: Répartition mensuelle des apports de fréquence 80% .....	65
Figure III.15: Ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits .....	70
Figure III.16: hydrogramme de crues pour différents période de retour .....	73
Figure III.17: hydrogramme de crues pour une période de retour de Q1000ans .	75
Figure III.18: hydrogramme de crues pour une période de retour de Q50ans .....	76
Figure III. 19: Courbe Surface –hauteur. ....	83
Figure III. 21: Courbe capacité –hauteur. ....	83
Figure III. 22 : Courbe caractéristique du barrage pour b=100 m. ....	98
Figure III. 23: Hydro-gramme de débit entrant et des débits sortants. ....	98
Figure IV.1 : Profil type d'un barrage poids en BCR. ....	105
Figure V.1: Représentation des différentes charges appliquées sur le barrage ..	127
Figure VI.1 : melange granulaire d'une formation de béton BCR réalisé par l'étudiante .....	136

Figure VI.2 : les différents composants du béton BCR .....	138
Figure VI.1 : le profil du déversoir pour B=100m et H=4m.....	146
Figure VI.2 : le profil du coursier marche escaliers .....	146
Figure VI. 3 Schéma du bassin de dissipation USBR type III. ....	153
Figure VI. 4 Abaque des caractéristiques du bassin de dissipation .....	153
Figure VII.1 : Les engins généralement utilisé dans le chantier.....	173



## INTRODUCTION GENERALE

Les barrages jouent un rôle crucial dans la gestion des ressources hydriques, en permettant la régulation des cours d'eau, l'approvisionnement en eau potable, l'irrigation, la production d'énergie hydroélectrique, et la protection contre les inondations. Ils sont des infrastructures essentielles pour le développement économique et la sécurité des populations. Toutefois, la conception, la construction et la maintenance des barrages sont des tâches complexes qui requièrent une expertise technique approfondie et une planification minutieuse.

Le dimensionnement et la gestion des ouvrages annexes des barrages, tels que les évacuateurs de crues, les conduites de vidange, et les prises d'eau, sont essentiels pour assurer leur bon fonctionnement et leur durabilité. Ces équipements doivent être conçus pour résister à des conditions hydrologiques variées et pour minimiser les risques associés, tels que l'érosion, la cavitation et les blocages des conduites. L'évaluation précise des débits et des pressions, ainsi que la réduction des pertes de charge, sont des paramètres clés pour le succès de ces infrastructures.

Le barrage de Sidi Khelifa, situé en Algérie, est un ouvrage hydraulique essentiel visant à réguler les ressources en eau de la région. Le projet de redimensionnement et de conception du barrage en béton compacté au rouleau (BCR) s'inscrit dans une démarche d'amélioration des infrastructures existantes pour répondre aux besoins croissants en eau et assurer une gestion efficace des ressources hydriques.

La conception d'un barrage en BCR présente plusieurs avantages par rapport aux méthodes traditionnelles. Ce type de barrage est connu pour sa rapidité de construction, sa résistance mécanique, et son coût relativement faible. En outre, le BCR offre une solution durable face aux défis posés par les variations climatiques et les pressions environnementales.

Pour réaliser ce projet, une étude approfondie de la zone d'implantation est indispensable. Cela inclut l'analyse géologique, géotechnique, topographique et hydrologique de la région. Ces études permettent de déterminer les caractéristiques du sol, la stabilité des fondations, et les paramètres hydrologiques nécessaires pour dimensionner correctement l'ouvrage. Une attention particulière est accordée à la géologie du site pour s'assurer que le barrage repose sur des fondations solides et stables.

En plus de l'étude technique, l'intégration de considérations environnementales et sociales est cruciale. Il s'agit de minimiser l'impact du projet sur l'écosystème local tout en maximisant les bénéfices pour les communautés environnantes. La gestion des ressources en eau doit donc être optimisée pour garantir un approvisionnement adéquat en eau potable, irrigation.

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

## Introduction

Pour assurer un bon dimensionnement et conception d'un barrage; nous aurons besoin d'une bonne connaissance de la zone d'étude; la géologie de la région pour assurer le bon emplacement du barrage; en prenons en considération les conditions géologique, géotechnique, topographique et hydrologique.

### I.1 Représentations du barrage de Sidi Khelifa

Le barrage de Sidi Khelifa sur le oued de Sidi Ahmed Youcef se trouve entre deux communes Azzefoun et d'Ait Cheffaa w.Tizi Ouzou. Est construe pour le but de la régularisation interannuelle des débits de cours et destiné à l'alimentation de l'eau potable aux localité des zones côtières en aval et l'irrigation de petits périmètres avoisinants

Le site du barrage Sidi Khelifa se trouve à 5 km de l'embouchure de l'oued Sidi Ahmed Youcef en mer méditerranée et à 3 km en amont du pont de la route RN24 reliant Azzefoun à Cap Sigli.

Le bassin versant a une superficie de 226 km<sup>2</sup> et couvre 6 communes dont une est dans la wilaya de Bejaia et 5 dans la wilaya de Tizi Ouzou (Azzefoun, Ait Chaffaa, Akerrou, Yakouren, Zekri).

### I.2 La géographie du site de barrage de Sidi Khelifa

Le bassin versant de l'oued de Sidi Ahmed Youcef couvre une superficie de 226 km<sup>2</sup> et un périmètre de 82.5 km. Le point culminant du bassin versant se trouve au Djebel Toukra à 1522 m.

Les coordonnées Lambert et UTM du site de barrage sont les suivants Y= 4 080 349 m

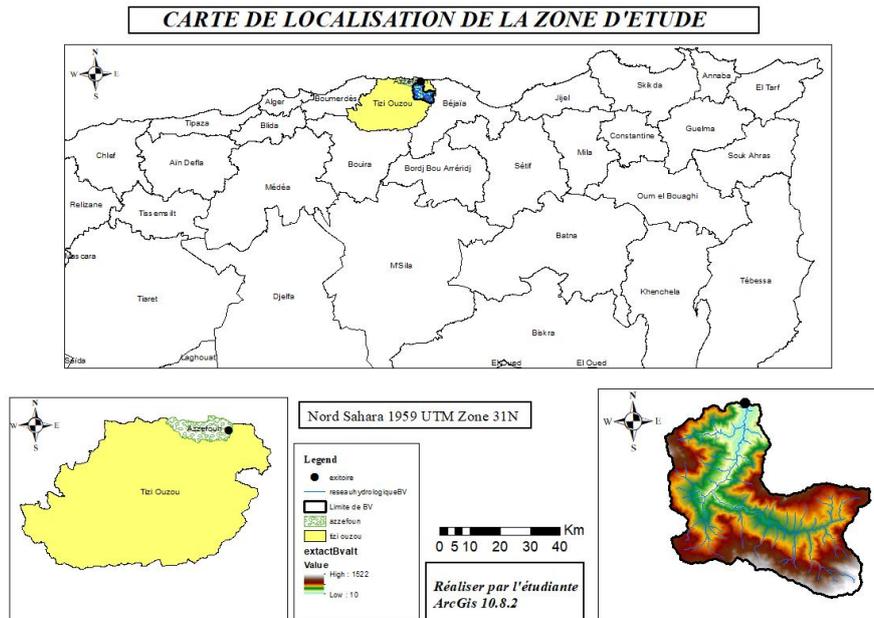


Figure I.1: carte de localisation de la zone d'étude

### I.3 Le couvert rocheux et vegetation

Le bassin est constitué principalement de Flyshs des pélite; ainsi que nous avons végétation du bassin versant est très dense (80%). cela va impacter l'hydrologie et la écologie ainsi que va avoir une importante influence sur le transport solide; l'érosion et la qualité de l'eau.

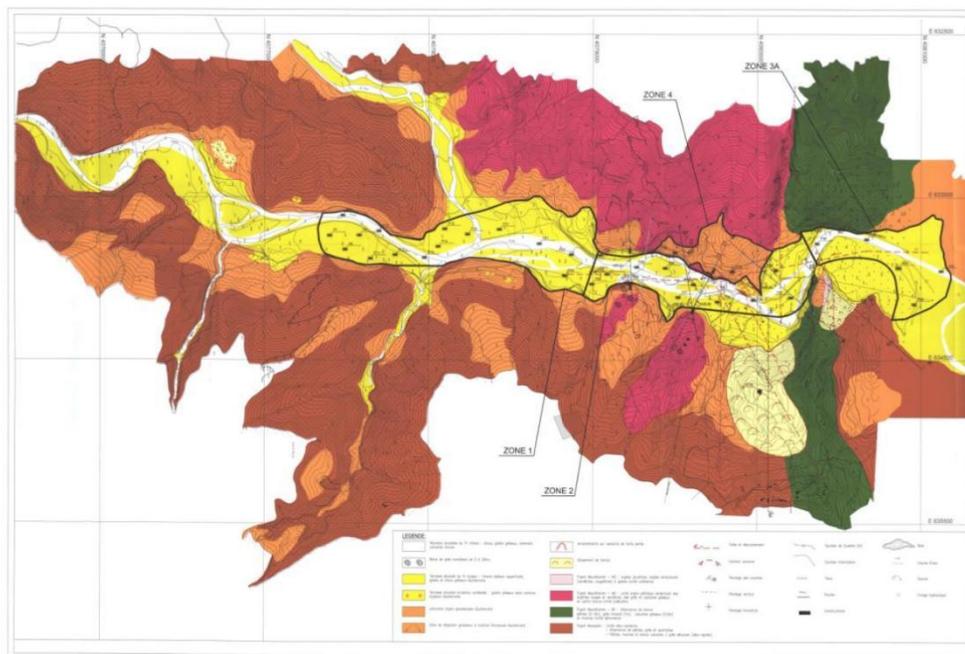


Figure I.2: carte géologique (source APD)

## I.4 Hydrographie du bassin versant

Les importants ravins dans le bassin versant qui sont de longueur de 0,4 à 1km se remplissent par le cumule de l'eau du réseau de bassin versant( rigoles; ravines).

Ces ravines, soit confluent directement dans le bassin versant soit se transforme en torrents ( longueur: 2,5 à 4 km) qui prennent leurs sources de Djebel Toukra dans la forêt du Yakouren à la limite entre les wilayas de Tizi Ouzou et Bejaia.

Pour le premier torrent coule vers l'Ouest; et revoie le deuxième torrent qui coule vers le Nord et traverse la RN12. la zone est caractériser par une couverture végétale dense; un altitude entre les 500 à 1500 m et une pente de 13% et de 85% dans certains endroits; avec un regime torrentiel.

Le cours d'eau continue son chemin vers le l'Ouest avant qu'il se conflue avec un torrent de source du Col de Tagma 943 m qui est à coté du village de Yakouren; et coule maintenant vers le Nord et devient l'Oued de Sidi Ahmed Youcef. En résumé; l'Oued de Sidi Ahmed Youcef prend naissance de l'Atlas tellien (Nord Est de la chaîne du Djurdjura), traverse des collines avant de se jeter à la mer.

L'Oued dans son deuxième troncs; suit son parcours vers le Nord parfois le Nord-Est par la direction de la Méditerranée; dominé par le chêne zen et le chêne vert; caractériser par ; Une altitude entre 300 et 500 m; une pente modérée (2%),un lit large et stable et un régime d'écoulement turbulent parfois fluvial.

Dans le dernier tronçon; l'Oued reçoit plusieurs influents; du coté Est : Irzer Djeral et Acif el Maridj et du coté Ouest : Acif Ait Bou Slimane. Le cours d'eau devient Acif El Hammam, traverse la gorge prévue pour l'implantation de la digue, continue son chemin en passant par la RN 24 avant de se jeter à la mer. Les caractéristique de ce tronçon sont les suivants:

- Une altitude moyenne de 300 m
- Une pente faible, de 3% au début du tronçon avant d'être quasiment nulle en se rapprochant de la mer,
- Une longueur de plus de 15 km
- Un large lit majeur sous forme d'une plaine inondable

- Un lit mineur partagé entre plusieurs faux bras avec une forme sinueuse remarquable,
- Un écoulement presque permanent, malgré un faible débit en période d'été,
- Un régime fluvial dominant.

### Conclusion

Pour assurer une bonne localisation de l'axe de la digue ainsi que les ouvrages annexes; il est indispensable d'effectuer une bonne étude hydrographique; géographique; en mettant en évidence la topographie; la végétation et autres facteurs. Le barrage de Sidi Khelifa a une localisation stratégique; avec une importante capacité va contribuer à l'échelle locale et régionale dans l'approvisionnement en eau pour l'agriculture et l'eau potable.

## **Chapitre II: Etude géotechnique et géologique du barrage de Sidi Khelifa**

## Introduction

L'étude géologique et géotechnique d'un site revêt une importance capitale dans l'évaluation de la viabilité d'un projet, notamment la construction d'un barrage. Ces analyses, menées par des spécialistes en géologie, visent à cartographier le site, à définir une zone d'extraction initiale, et à déterminer les caractéristiques mécaniques et hydrauliques des sols par le biais d'essais sur le terrain ou en laboratoire dans certains cas. Ces études visent à garantir la stabilité des structures du barrage, à surveiller les tassements et à contrôler les infiltrations sous l'ouvrage de retenue.

Les résultats des essais permettent de caractériser le sol en détaillant ses propriétés physico-chimiques et mécaniques dans le bassin versant de la retenue et la zone d'extraction. Elles traitent des questions cruciales comme la stabilité et l'étanchéité des fondations de la digue et des ouvrages associés, la présence d'eaux souterraines sous la retenue, l'étanchéité de la cuvette de la retenue, ainsi que l'identification des zones d'extraction.

Avant le démarrage du projet, une évaluation approfondie, prenant en compte divers critères géotechniques et géologiques, est indispensable pour confirmer la pertinence de l'emplacement. La géologie, en tant que discipline scientifique consacrée à l'étude de la Terre et des processus géologiques, joue un rôle crucial dans les conditions de construction et d'exploitation des infrastructures.

## II.1 Etude géotechnique du barrage de Sid Khelifa

### II.1.1 Les caractéristiques géotechnique de la fondation

D'après investigation de la la faisabilité on peut identifier les propriétés des différents matériaux dans la fondation; on tient de représenter les paramétrés de resistances pour les colluvions et marnes.

**Tableau II.1** : récapitulation des propriétés géotechniques des colluvions et marnes.

Matériaux	RQ D	Taux de réd	IP	Wn	Densité apparente	Résistance à la compression simple	Module de déformation	C eff	$\Phi$ eff
Alluvions	-	-	-	-	19 g/cm <sup>3</sup>	-	0.45 GPa	0 à 5 kpa	35°
Colluvions	-	-	19 %	5.3 %	2.54 g/cm <sup>3</sup>	-	0.26 GPa	5 à 10 kpa	15° À 25°
Flyschs altérés	16 %	85%	15 %	3.8 %	2.51 g/cm <sup>3</sup>	10 MPa	1.5 à 2 GPa	15 à 20 kpa	17° à 25°
Flyschs Non altérés	37 %	91%	-						

Puisque le profil géologique de la vallée est calibré même avec les sondages ; il avait une campagne géophysique qui reflète le dernier, ainsi que l'épaisseur de la couche de colluvions /alluvions s'est avérée comparable à celle obtenue à partir des sondages. Il était nécessaire de prévoir une voile d'injection pour traiter les zones fissurées et les intercalations calcaires. De plus, une voile étanche est indispensable pour l'imperméabilisation de la couverture alluviale importante sous le noyau.

### II.1.2 Gîtes d'emprunt

#### a. Matériaux Rocheux pour Enrochements et Agrégats

Les alluvions grossières de l'oued étaient considérées comme sources d'agrégats, après concassage et criblage. De plus, la possibilité d'exploiter la carrière de l'Acif Bou Slimane a été proposée.

Les blocs contenus dans les alluvions des lits majeur et mineur, et le grès de Taghemount Bou Drar en cas de déficience, ont été estimés comme sources de matériaux pour enrochement.

- Le massif d'Adrar Bourouma dans la zone de Tigrine, situé à 20 Km à l'est du barrage, et dont le grès a été utilisé dans la construction du port d'Azzefoun.

- La carrière de Boulimat exploitant le calcaire jurassique du massif de Yemma Gouraya, dans la région de Bejaia, située à 60 Km à l’est du barrage.

Les résultats des essais de laboratoire effectués pour ces deux carrières se presents dans le tableau suivant

**Tableau II.2:** les résultats d’essais pour les deux carrières.

Carrière/Source de matériaux	Los Angeles (%)	Micro Deval Humide (%)	Résistance à la compression (MPa)	Composition cristallographique (%)
Zone de Tigrine (grès)	28	20	57 à 94	-
Carrière de Boulimat (calcaire)	29	27	63	96% de calcite

**b. Matériaux pour les recharges**

Les investigations ont porté sur les alluvions grossières du lit majeur et les colluvions des cônes de déjection. Les alluvions du lit majeur sont réparties en différentes zones, tandis que les cônes de déjection sont situés en rive gauche des deux axes, ainsi qu'en aval du site du barrage.

Les alluvions du lit majeur, regroupées sous 3 zones, présentent une épaisseur moyenne de 3,5 mètres, recouvertes en moyenne par 1,1 mètre de végétation. Elles sont principalement composées de sables, galets et graviers, avec la présence de blocs. Les colluvions des cônes de déjection, identifiées dans deux zones, affichent des épaisseurs moyennes de 5,1 mètres et 4,4 mètres respectivement. La couverture végétale est relativement mince, avec en moyenne 0,3 mètre dans la zone 4 et 0,6 mètre dans la zone 5. Les colluvions de la zone 4 sont caractérisées par des argiles marneuses, sableuses et graveleuses, avec des galets et blocs occasionnels, parfois sous forme de pélites. Tandis que les colluvions de la zone 5 se composent d'argiles limoneuses et marneuses, parfois sableuses, avec la présence de graviers, galets et blocs.

**c. Matériaux pour le Noyau Argileux**

Sur la rive gauche de l'oued Sidi Ahmed Youcef, des échantillons d'argile ont été prélevés et testés, montrant une faible plasticité et étant classés comme CL qui est une argile de faible plasticité selon la classification USCS. Cependant, ces matériaux ne sont pas adaptés pour former un noyau argileux homogène pour plusieurs raisons :

- Les différentes zones d'argiles identifiées pendant l'étude de faisabilité sont distinctes les unes des autres.
- Leur exploitation pourrait avoir un impact négatif sur l'activité agricole en aval du barrage.
- L'extraction des matériaux fins nécessiterait un travail artisanal en raison de leur mélange avec des sables et des graviers.
- La granulométrie des échantillons prélevés est irrégulière.

Dans la zone 6, l'épaisseur moyenne d'argile est de 1,1 m sous une couche de terre végétale de 0,3 m. Bien que la majorité de cette argile puisse être considérée comme CH, elle présente une hétérogénéité significative, se transformant en pélites, sables et graviers à une certaine profondeur. En raison de cette hétérogénéité, ces colluvions argileuses ne peuvent être utilisées que dans la partie supérieure du noyau, car les gradients hydrauliques sont négligeables.

Afin de trouver un matériau argileux approprié pour le corps du noyau, une recherche a été menée en dehors de la cuvette. Deux formations géologiques ont été examinées :

- Les marnes grises miocènes du bassin d'Azazga – Tizi Ouzou.
- Les colluvions argileuses (glacis) des bas piémonts de Mlata.

Étant donné que les marnes d'Azazga sont situées à une distance trop importante du site (à environ 35-40 km), cette option a été écartée, et l'attention s'est portée sur la zone d'argile de Mlata.

### II.1.3 Caractéristiques des matériaux de construction

#### II.1.3.1 Les matériaux pour la recharge

##### a. Les matériaux pour le Agrégats de Béton et Drains / Filtres :

Pour la fabrication des agrégats du béton, drains ou filtre il faut assurer que les les matériaux granulaires non contaminés et propres. Pour maintenir le caractère non cohésif et le bon fonctionnement des drains, il est consigné que les filtres et les drains ne dépassent pas les 5% des fines représentés les particules inférieure à 0.08 mm et qui Ne supérieur à 75 mm pour éviter a potential separation during the installation of filters and drains. En ce qui concerne la durabilité, on considère que 40-45 % pour la résistance à l'abrasion à Los Angeles et 14-15 % pour la résistance à la fragmentation sont satisfaisants. Parmi les éléments qui peuvent enjondrer une cohésion lors de leur décompositions sont les carbonates, gypses et minéraux de sulfates, donc il faut assurer une bonne concentration des éléments.

Les agrégats utilisés dans le béton sont soumis à des critères plus rigoureux. Pour les agrégats grossiers, les valeurs acceptables comprennent des résultats Los Angeles de 25 à 30% (parfois 40%) et des valeurs de soundness de 10 % pour les agrégats grossiers et de 12 % pour les agrégats fins.

##### b. Colluvions des Cônes de Déjection

Pour les colluvions nous avons deux zones qui se present comme suite

Une zone elle est constituée Arbres limoneux, marneux, parfois sableux, avec quelques graviers, galets et blocs. L'autre se compose en revanche d'argiles marneuses, sableuses, graveleuses, avec quelques galets et blocs, parfois sous forme de pélites.

On represents les résultats des analyses granulométriques pour les deux zones dans les tableau suivant.

**Tableau II.3 :** analyses granulométriques des deux échantillons

<b>Zone 1</b>	53% de blocs de taille supérieure à 200mm
	23% de cailloux (20-200) mm
	7% de graviers fins à moyens (2- 20) mm
	7% de sables (0.08 - 2) mm
	10% de fines (inférieure à 0,08 mm)
<b>Zone 2</b>	35% de limon (0.002- 0.06) mm
	27% d'argile (inférieure à 0.002 mm)
	21% de sable (0.06-2) mm
	17% de graviers fins jusqu'a moyens (2 - 20) mm
	68% des particules fines (inférieure à 0.08 mm)

Après les résultats des limites d'Atterberg pour les deux zones on peut les classés comme CL argile de faible plasticité et CH argile de haute plasticité respectivement. Ainsi que les résultats des essais de cisaillement rectiligne UU et CU se présents dans le tableau ci dessous.

**Tableau II.4 :** Résultats des essais cisaillements des deux échantillons.

<b>Zone 1</b>				<b>Zone 2</b>			
CU		UU		CU		UU	
C	Φ	C	Φ	C	Φ	C	Φ
26,2 bar	1°	-	-	15 bar	1.9	1.31 bar	0.8°

**c. Alluvions**

Les dépôts alluvionnaires grossiers du lit principal se composent de sables, de galets et de graviers, avec présence de blocs. Les analyses granulométriques révèlent que ces dépôts sont principalement constitués de cailloux (graviers grossiers) mesurant de 20 à 200 mm, ainsi que de blocs dépassant les 200 mm de dimensions.

**Tableau II.5 :** Proportion moyenne des fraction granulométriques

Fraction granulométrique	Proportion moyenne
Blocs (supérieur à 200 mm)	34%
Cailloux (20-200 mm)	39%
Graviers fins/moyens	14%
Sables	9%
Fines (inférieur à 80 microns)	4%
Teneur en eau naturelle	6,5%
Densité maximale moyenne	20 kN/m <sup>3</sup>

Ces résultats montrent les caractéristiques des échantillons testés, notamment leur équivalent de sable, leur degré de friabilité, les valeurs Los Angeles et Micro Deval Humide, ainsi que leur résistance à la compression simple (pour les blocs de calcaire et de grès).

Voici les résultats des essais sous forme de tableau :

**Tableau II.6:** les résultats d'essais des différents frayements.

Échantillon/Test	Équivalent de sable	Degré de friabilité du sable	Los Angeles	Micro Deval Humide	Résistance à la compression simple (MPa)
Sable, graviers et galets	47%	44%	29%	40%	-
Bloc calcaire	-	-	11%	8%	72,6
Bloc de grès	-	-	30%	32%	81,4

### II.1.3.2 les matériaux argileux

Les marnes d'Azazga, localisées à environ 35-40 km du site, se sont révélées être hors de portée pour être considérées. Par conséquent, la zone d'argile de Mlata, qui se trouve presque à 20 km du barrage, elle est sélectionnée pour mener l'étude. Lors des investigations dans les puits, une couche moyenne d'argile de 3,9 mètres d'épaisseur a été constatée, recouverte par une couche de terre végétale d'environ 0,5 mètre d'épaisseur. Cette argile est en grande partie classée CH (argile à haute plasticité) et peut être utilisée, mais il est important de prendre des précautions lors de son stockage et de sa mise en place en raison de sa plasticité élevée.

Les colluvions argileuses du site du barrage ne peuvent être exploitées que dans la partie supérieure du noyau, où les gradients hydrauliques sont moins importants qu'à la base, en raison de leur variabilité. Par contre, l'argile de Mlata garantit une uniformité et une qualité optimales, ce qui la rend appropriée pour être incorporée dans le noyau.

**Tableau II.7 : Les paramètres des matériaux argileux**

	Limite de liquidité	Indice de plasticité	La granulométrique	Densité sèche maximale	Teneur en eau optimale
<b>Site de barrage</b>	40.0% < Wl < 64.8% moy=55.5%	19.3% < Ip < 33.1% moy=27.6%	Le pourcentage de fines (particules inférieures à 80µm) Compris entre 20% et 84%.	15 < d <sub>max</sub> < 18 kN/m <sup>3</sup> moy = 16kN/m <sup>3</sup>	17,4 < W <sub>opt</sub> < 22,0% moy=18,8%
<b>Zone Melta</b>	43% < Wl < 69% moy=57.4%	20.2% < Ip < 35.5% moy=28.7%	Le pourcentage de fines (particules inférieures à 80µm) Compris entre 37% et 94%.	16 < d <sub>max</sub> < 19 kN/m <sup>3</sup> moy= 17 kN/m <sup>3</sup>	10.5 < W <sub>opt</sub> < 21.1% moy=14.8%

Pour garantir l'imperméabilité du noyau, il est généralement conseillé d'opter pour un matériau dont la perméabilité est considérablement inférieure à 10<sup>-7</sup> m/s. Les mesures de perméabilité obtenues se situent bien en dessous de cette limite, est entre 0,1 x 10<sup>-8</sup> et 2,2 x 10<sup>-8</sup> cm/s, nous avons en moyen de 10<sup>-8</sup> cm/s.

## II.2 Etude géologique du barrage de Sidi Khelifa

### II.2.1 Géologie régionale :

La région nord-est de la Grande Kabylie présente un agencement géologique complexe, caractérisé par des couches superposées de flysch, composées de matériaux crétacés et nummulitiques. Ces couches sont principalement déplacées vers les zones externes du Tell, c'est-à-dire au sud de la dorsale Kabyle, mais également dans le domaine nord-kabyle auquel cette région appartient.

Sur une grande partie de sa longueur, la vallée de l'oued Sidi Ahmed Youcef traverse le flysch de Port Gueydon, qui correspond à la localité d'Azzefoun. Ce flysch est composé d'une succession de grès et de mudstones d'une épaisseur d'environ 550 mètres, avec des formations crétacées (Albo-Aptien, Sénonien), paléocènes, éocènes (Yprésien-Lutétien supérieur), oligocènes et miocènes inférieurs (Stampien-Aquitaniens).

Les massifs côtiers de la région d'Azzefoun, Ait Rahouna, Cap Sigli, jusqu'à Azazga au sud, sont formés d'allochtones de type flysch, parfois recouverts par le Numidien argilo-gréseux. Ces flyschs, massylien et maurétanien, sont situés au nord-kabyle par rapport à la chaîne calcaire du Djurdjura. Leurs caractéristiques géologiques complexes sont leur composition principalement argileuse et leur mode de formation, marqué par des mouvements tectoniques, des fractures et des plissements.

La zone où le barrage est prévu est située le long de l'oued, à l'intérieur de la Grande Kabylie, principalement composée des formations de flysch datant du Crétacé à l'Oligocène, avec une tectonique très complexe.

En remontant depuis son embouchure, l'oued Sidi Ahmed Youcef traverse deux ensembles morphologiques qui sont: une basse des alluvions de 500 à 1000 mètres de large, orientée nord-est/sud-ouest, en aval du projet de barrage, et une vallée plus étroite de 150 à 200 mètres de large, orientée nord-sud. Le site choisi pour la construction du barrage de Sidi Khelifa se situe dans cette vallée, près de sa jonction avec la basse plaine.

### II.2.2 Géologie de site be barrage de Sidi Khelifa :

La rive droite du cours d'eau est prévue sur la série d'argilite du flysch maurétanien paléocène, qui a été fortement remaniée et fragmentée. Cette série repose à faible profondeur sur la série quartzite-pélique du flysch massylien, qui présente des plis et des altérations. En surface, on trouve des gros blocs de grès, formant des éboulis. L'épaisseur des dépôts de colluvions varie.

Quant à l'épaisseur du remplissage alluvial, elle atteint jusqu'à 24,5 mètres. Les alluvions sont de taille moyenne à grossière, contenant des blocs et des galets, et sont principalement composées de matériaux grésocalcaires et calcaires. Elles reposent sur le flysch massylien, qui est très fracturé et altéré en surface, mais devient non altéré en profondeur.

De l'autre côté, la rive gauche repose sur la série de marne et d'argilite de l'unité paléocène (flysch maurétanien), qui est très altérée en surface et recouverte par une couche atteignant jusqu'à 25 mètres de profondeur.

Il semble que l'accident majeur subméridien affecte davantage la rive gauche de l'oued Sidi Ahmed Youcef que sa rive droite. Cependant, son importance n'exclut pas la possibilité de la présence de failles associées, qui pourraient être masquées par le recouvrement alluvial, dans la partie centrale du lit majeur.

### II.2.3 Geologie de la cuvette

L'Oued Sidi Ahmed Youcef (OSAY), où se situe l'axe du barrage, présente deux principaux ensembles morphologiques : une plaine alluviale basse, large de 500 à 1000 mètres, orientée nord-est – sud-ouest, située en aval du site du barrage ; et une vallée plus étroite, large de 150 à 200 mètres, orientée nord – sud.

Ces structures morphologiques se distinguent par une structure tectonique complexe.

marquée par de nombreux charriages, écaillages et plissements. Une grande faille nord-sud traverse OSAY, sous les alluvions récentes. Cette faille, de type décrochant sénestre, surélève le versant de la rive droite, favorisant ainsi l'affleurement du flysch massylien. C'est le long de cette zone fracturée que OSAY a creusé son cours.

La série stratigraphique de la cuvette du barrage est constituée de formations superficielles récentes du Quaternaire, reposant sur des formations plus anciennes composées de terrains allochtones de type flysch grésopélimitique, allant de l'âge du Miocène inférieur au Crétacé moyen.

### ➤ Les Formations Anciennes

Les formations géologiques du site, principalement composées de matériaux pélimitiques, se distinguent par leur fragilité, leur structure tectonique complexe et la dense végétation qui les recouvre. Ces formations suivent une séquence stratigraphique par ordre croissant d'âge

**1. Grès numidiens :** Cette formation gréseuse, datant de l'Oligocène supérieur à l'Aquitainien, est observée au nord-ouest de la cuvette, à la sortie est de la ville d'Azzefoun. Elle se compose d'une barre de grès grossier poreux et blanc, reposant anormalement sur les flyschs crétacés.

#### 2. Flyschs maurétaniens :

a. Unité Lutétienne argilo-conglomératique : Cette unité affleure sur environ 50 m le long de la berge de la rive gauche de l'Oued Sidi Ahmed Youcef, et en rive droite juste en aval des axes étudiés en première phase d'APD. Elle est caractérisée par des argiles jaunâtres et versicolores contenant des galets, avec parfois la présence de bancs gréseux.

b. Unité Paléocène argilo-pélimitique , cette unité est en contact anormal avec les flyschs massyliens. Elle est caractérisée par des argilites rouges et verdâtres, ainsi que des grès et calcaires gréseux en bancs peu épais.

c. Unité Sénonienne grésocalcaire et pélimitique : Cette unité forme le haut talus abrupt de la rive gauche de l'Oued Sidi Ahmed Youcef. On la retrouve également sur l'appui rive droite de l'axe de faisabilité. Elle se compose d'une alternance de bancs de pélites, grès micacés, calcaires gréseux et marnes.

**3. Flyschs massyliens, Sénoniens :** Ces flyschs affleurent tout au long de la rive droite de l'Oued Sidi Ahmed Youcef, bien qu'ils soient masqués par un glissement de terrain situé en rive droite de l'axe de faisabilité. En rive gauche, ils sont observés en un seul endroit de la cuvette à la base du cône de déjection entre les appuis rive gauche des axes A et B. Ces flyschs se caractérisent par une alternance de pélites, de grès et de quartzites (Albo-Aptien), ou bien de pélites, de marnes et de bancs calcaires/gréseux (Vraconien).

➤ **Les Formations Superficielles**

Les formations géologiques du site, décrites par ordre croissant d'âge, comprennent :

1. Alluvions actuelles du lit mineur : Ces alluvions se composent de blocs gréseux arrondis, mesurant de 20 à 50 cm de diamètre, avec des îlots de sables grossiers, des galets et des graviers, principalement de nature quartzitique avec parfois une présence rare de calcaire. Leur épaisseur varie généralement entre 14 et 25 mètres le long des variantes de digue étudiées.
2. Terrasses alluviales du lit majeur : Ces terrasses se composent généralement de limons sableux en surface, de galets et de blocs gréseux. Trois terrasses alluviales surélevées sont observées dans la cuvette, avec des matériaux allant de blocs gréseux de 10 à 20 cm de diamètre (pour les plus anciennes) à des limons sableux en surface surmontant des alluvions avec des blocs et des galets gréseux dans une matrice sableuse (pour la plus récente).
3. Cônes de déjection : Observés aux pieds des thalwegs, notamment en rive gauche de l'Oued Sidi Ahmed Youcef, en aval de l'axe retenu pour l'étude détaillée, ces cônes sont principalement composés de matériaux graveleux, notamment des éléments pélitiques et gréseux anguleux décimétriques, avec une matrice limoneuse sur une profondeur d'environ 5 mètres.
4. Colluvions: Ces dépôts sont répartis le long des pentes des versants et à leurs pieds, formés de matériaux argilo-graveleux provenant de l'altération des flyschs. Leur

épaisseur peut atteindre jusqu'à 18 mètres à certains endroits, tandis qu'elle est généralement d'environ 5 mètres sur les pentes fortement inclinées.

5.Éboulis de grès numidiens : Ces éboulis sont constitués de gros blocs de grès résultant de l'érosion des olistolites numidiens. Ils sont observés en rive droite des axes étudiés.

### II.3 Tectonique

La région des flyschs nord-kabyles a été façonnée par des processus géologiques complexes, avec une tectonique dominée par les nappes, selon les recherches de J.P. Gélard (1979), datant de la période miocène inférieur (Aquitaniens terminal-Burdigaliens moyens). Le remplissage du bassin nord-kabyle s'est déroulé en plusieurs étapes, débutant par l'ouverture du bassin à l'Oligocène terminal et le dépôt conglomératique oligomiocène résultant de l'altération du socle paléozoïque de bordure. Par la suite, des mouvements gravitaires ont entraîné les nappes de flyschs vers le bassin, avec l'apparition de diverses formations géologiques telles que les flyschs d'Azeffoun, du Haut Sébaou, et la nappe numidienne.

Après cette période initiale, la région a été soumise à une tectonique néogène post-nappes et quaternaire, caractérisée par des phases distensives au Burdigalien terminal, suivies de phases compressives au Miocène moyen et supérieur (Serravallien-Messinien). Ces événements ont profondément modifié la morphologie régionale. Bien que souvent négligée dans les études géologiques en raison de sa discrétion sur le terrain, la tectonique quaternaire est importante. Des observations telles que la présence de terrasses alluviales et marines en position haute suggèrent une déformation en surrection, indiquant une activité tectonique postérieure à leur formation, contredisant les interprétations antérieures qui invoquaient simplement une diminution du niveau de base. Ainsi, ces terrasses anciennes fournissent des preuves probantes en faveur d'une influence tectonique significative dans la région.

### II.4 Sismicité

La zone où se trouve le barrage présente une activité sismique modérée, selon les données géologiques, tectoniques et sismiques étudiées dans cette étude.

L'accélération horizontale de pointe recommandée pour un SBE est de 0,125g, avec une période de retour typique. Pour un SMD, cette accélération est de 0,20g, basée sur une approche déterministe et l'hypothèse qu'un séisme d'intensité 5,4 pourrait survenir à 5 km au nord du site.

L'étude sismotectonique du site a révélé des données importantes concernant le tremblement de terre de référence. L'intensité épiscoptrale de cet événement sismique a été estimée à VII sur l'échelle modifiée de Mercalli (MM), avec une magnitude de 5,4. Le séisme s'est produit à une profondeur de 5 km, avec une distance à l'épicentre de 0 km, ce qui a entraîné une intensité ressentie sur le site également de VII MM. Selon les critères des Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 (version 2003), le coefficient d'accélération au sol pour cette zone est de 0,125 g, classant Sidi Khelifa en ZONE IIA, groupe 1A.

Afin de renforcer la sécurité du barrage, des mesures sont proposées, notamment l'installation d'un écran d'étanchéité dans la fondation jusqu'à une profondeur caractérisée par une faible perméabilité, afin de limiter les infiltrations d'eau pendant la phase d'exploitation



Figure II. 1: carte de zonage sismique de l'Algérie, selon RPA99/ après ADDENDA

## II.5 Perméabilité

Les résultats des essais de perméabilité Lugeon indiquent une variation significative de la perméabilité dans le substratum de flysch sur le site du barrage. Sur la rive gauche, la perméabilité diminue en dessous d'une profondeur d'environ 20 mètres, tandis que sur la rive droite, cela se produit à environ 12 mètres de profondeur. Au

fond de l'oued, cette diminution se produit à une profondeur d'environ 38 mètres. Les valeurs de perméabilité sont très variables dans les couches supérieures, avec des moyennes élevées, mais la présence de joints ouverts est limitée.

Les coefficients de perméabilité des alluvions varient également considérablement, s'étendant de  $2,16 \times 10^{-4}$  cm/sec à  $2,88 \times 10^{-2}$  cm/sec. Étant donné que les essais Lefranc ne représentent que des points spécifiques dans les alluvions, il est prévu que les coefficients de perméabilité soient encore plus élevés dans le lit de l'oued.

## **Conclusion**

Les résultats géologiques et géotechniques du site envisagé pour le barrage de Sidi Khelifa sont positifs, selon les caractéristiques et la nature des fondations exposées dans ce chapitre. Ils indiquent une relation favorable entre la fondation et l'ouvrage, avec une praticabilité presque imperméable du site. De plus, la présence de plusieurs La disponibilité des matériaux indispensables à la construction de la digue et des ouvrages annexes est assurée par les zones d'emprunt.

## **Chapitre III: étude hydrologique**

## Introduction

L'étude hydrologique pour la construction d'une structure hydrotechnique joue un rôle crucial dans la compréhension et l'analyse des caractéristiques et du comportement de l'eau dans une zone spécifique (Song, 2020). Cette étude vise à fournir des informations essentielles sur les caractéristiques physiques du corps d'eau, telles que ses débits pendant les événements de crue, ainsi que les contributions de sédiments et d'autres matériaux solides du bassin versant (Wang et al., 2019). Ces informations sont vitales pour la conception du barrage de Sidi Khelifa sur l'oued de Sidi Ahmed Youcef.

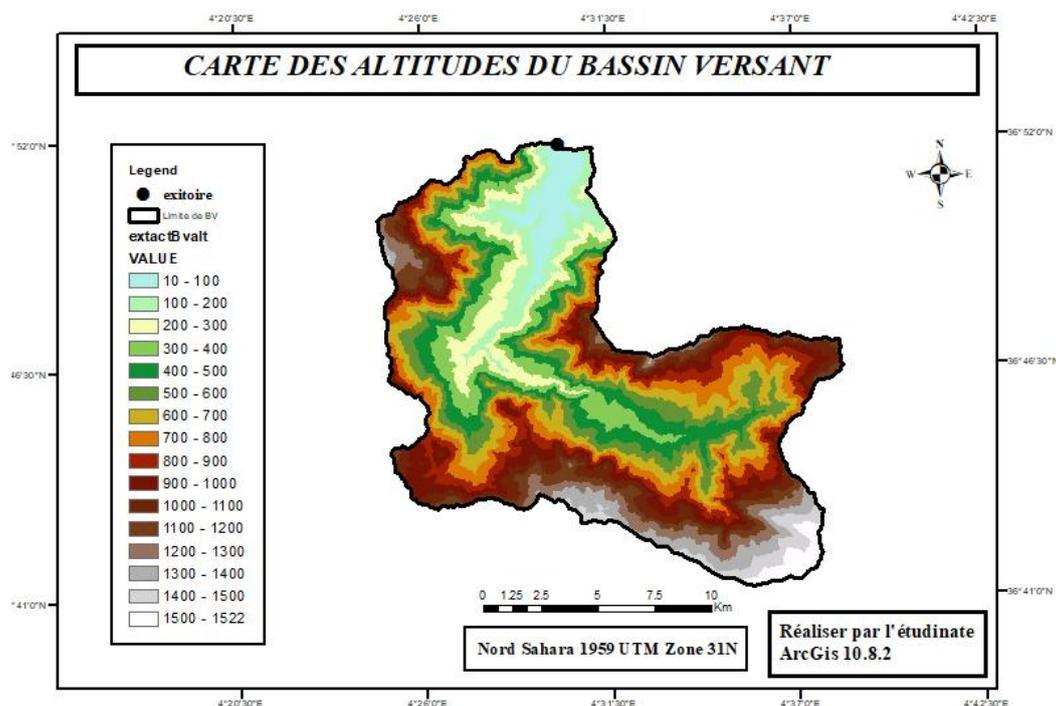
Pour évaluer l'impact des phénomènes hydrologiques sur le projet, différentes sources sont utiles, notamment des études sur des caractéristiques climatiques et les précipitations, ainsi que l'évaluation des risques et des pertes économiques est essentiel pour garantir la stabilité et la sécurité de la structure.

### III.1 Bassin versant

Nous allons examiner le relief et la morphologie du bassin versant de l'Oued de Sidi Ahmed Youcef. Le bassin versant englobe tous les terrains drainés par ce cours d'eau, quel que soit leur emplacement, et comprend tous les cours d'eau et affluents qui convergent vers cet oued. Sa géométrie est définie par une ligne de partage des eaux et une superficie, centrées autour de cet oued spécifique.

#### III.1.1 Etude morphologique du bassin versant

On va commencer par une étude géomorphologie de notre bassin versant. Sa caractérisation repose en grande partie sur l'analyse de modèles numériques du terrain on va utiliser des EARTH EXPLORER et les simuler avec ArcGis



**Figure III. 1:** carte des altitudes du bassin versant

- **Caractéristiques morphologiques du bassin versant du l'oeud du Sidi Ahmed Youcef**

- **Superficie :** La superficie du bassin versant de Sidi Khelifa s'élève à

$$A = 226 \text{ km}^2$$

- **Périmètre :** Le périmètre du bassin versant est de :

$$P = 82 \text{ km}$$

- **Altitude du bassin versant :**

$$\text{Altitude maximale } H_{\max} : 1522 \text{ m}$$

$$\text{Altitude minimale } H_{\min} : 10 \text{ m}$$

- **Caractéristiques de forme du bassin versant**

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant. Ce phénomène est lié à la notion de temps de concentration.

➤ **Indice de Gravelius :**

Le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface est connu sous le nom d'indice de compacité de Gravelius.

$$K_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} \approx 0.28 \cdot \frac{P}{\sqrt{A}} \dots \dots \dots (III.1)$$

$K_G$  : Indice de compacité de Gravelius ;

P : périmètre du bassin [km].

A : surface du bassin versant [km<sup>2</sup>] ;

**A.N :**

$$K_C = 1.53$$

Nous avons trois cas :

Si :  $K_C = 1$  Le bassin est parfaitement circulaire.

Si :  $K_C < 1.128$  Le bassin est ramassé.

Si :  $K_C > 1.128$  le bassin est allongé.

Vu que  $1.53 > 1.128$  alors notre bassin versant est de forme allongée.

➤ **Coefficient d'allongement :**

Il désigne la réaction du bassin versant a une précipitation

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

**A.N:**

$$K_p = 4.82$$

➤ **Le rectangle équivalent :**

Le rectangle de Gravelius, également connu sous le nom de rectangle équivalent, résulte d'une transformation purement géométrique du bassin versant. Il adopte une forme rectangulaire tout en conservant la superficie, le périmètre, l'indice de compacité et par conséquent la répartition hypsométrique du bassin d'origine.

- **Largeur équivalente :**

$$l_r = \frac{K_G \sqrt{A}}{1.128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_G}\right)^2}\right) \dots \dots \dots (III.3)$$

Avec:

$l_r$  : La largeur équivalente du rectangle (Km) ;

$K_c$  : Indice de compacité de Gravelius (1.53)

**A.N**

$$l_r = 6.61 \text{ Km}$$

- **Longueur équivalente :**

$$L_r = \frac{K_G \sqrt{A}}{1.128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_G}\right)^2}\right) \dots \dots \dots (III.4)$$

Avec :

$L_r$  : La Longueur équivalente du rectangle (Km) ;

$K_c$  : Indice de compacité de Gravelius(1,40) ;

**A.N:**

$$L_r = 34.8 \text{ Km.}$$

### III.1.2 Etude de relief du bassin versant

#### Introduction

L'étude du relief revêt une importance capitale dans notre analyse du bassin versant. Nous examinerons divers paramètres tels que la courbe hypsométrique, les altitudes moyennes et les pentes afin de classer le type de relief présent. Il est essentiel de comprendre que le relief influence directement les conditions climatiques et exerce une influence indirecte sur la formation des flux d'eau en surface. De plus, il joue un rôle crucial dans des aspects clés tels que la capacité d'écoulement des sols, l'infiltration et l'évaporation, ce qui en fait un élément central dans le fonctionnement hydraulique global du bassin.

➤ Les courbes hypsométrique du bassin vessant

La courbe hypsométrique offre une perspective synthétique de la pente du bassin, reflétant ainsi ses caractéristiques relief. Elle constitue un outil pratique pour estimer la pluviométrie moyenne sur le bassin versant et offre des indications précieuses sur son comportement hydrologique et hydraulique, ainsi que sur celui de son système de drainage.

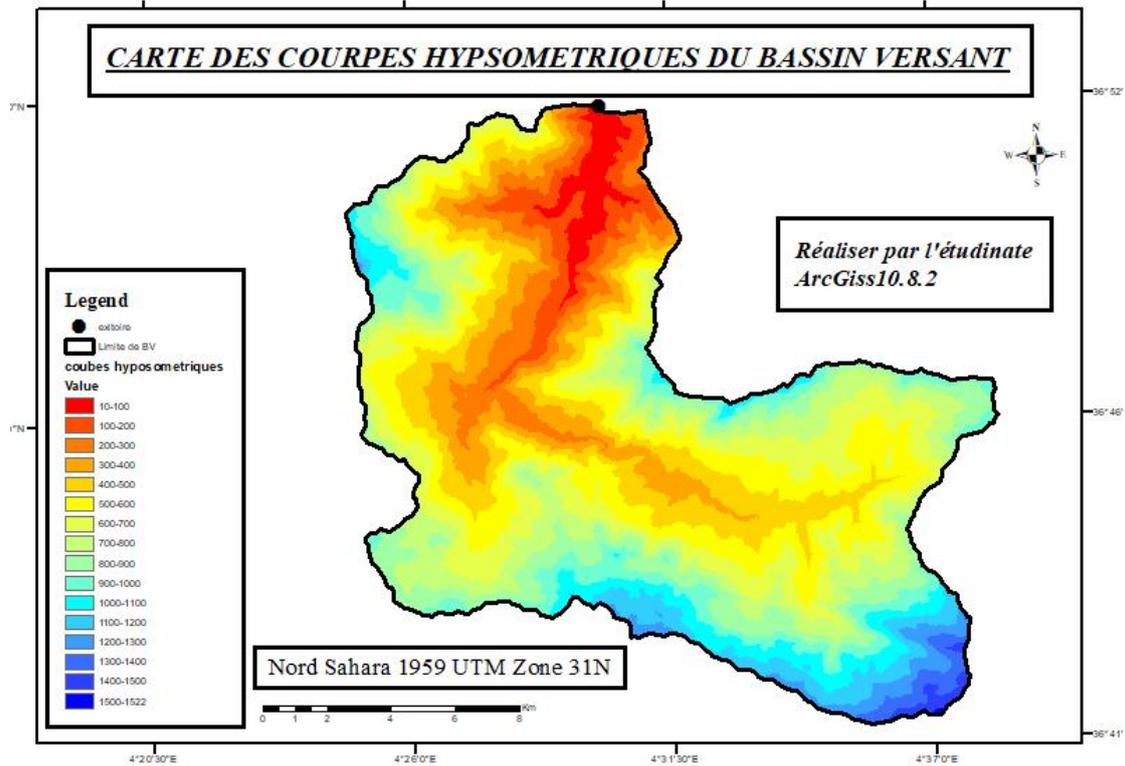


Figure III. 2: carte des courbes hypsométrique du bassin versant

On represent les résultats dans le tableau suivant

Tableau III. 1 : représentation des surface partielles de chaque classe

Élévation (m)	h moy (m)	A (km <sup>2</sup> )	A cum (km <sup>2</sup> )	A (%)	A cum (%)
1522 à 1500	1511	0.04	0.04	0.02	0.02
1500 à 1400	1450	1.17	1.21	0.52	0.54
1400 à 1300	1350	2.56	3.77	1.13	1.67
1300 à 1200	1250	4.13	7.9	1.83	3.50
1200 à 1100	1150	5.62	13.52	2.49	5.98
1100 à 1000	1050	7.42	20.94	3.28	9.27
1000 à 900	950	9.79	30.73	4.33	13.60
900 à 800	850	9.91	40.64	4.39	17.99
800 à 700	750	13.51	54.15	5.98	23.97
700 à 600	650	14.41	68.56	6.38	30.34
600 à 500	550	17.99	86.55	7.96	38.30
500 à 400	450	22.03	108.58	9.75	48.05
400 à 300	350	25.10	133.68	11.11	59.16
300 à 200	250	26.9	160.58	11.91	71.07
200 à 100	150	31.69	192.27	14.03	85.09
100 à 10	55	33.68	225.95	14.91	100.00

On trace maintenant la courbe hypsométrique

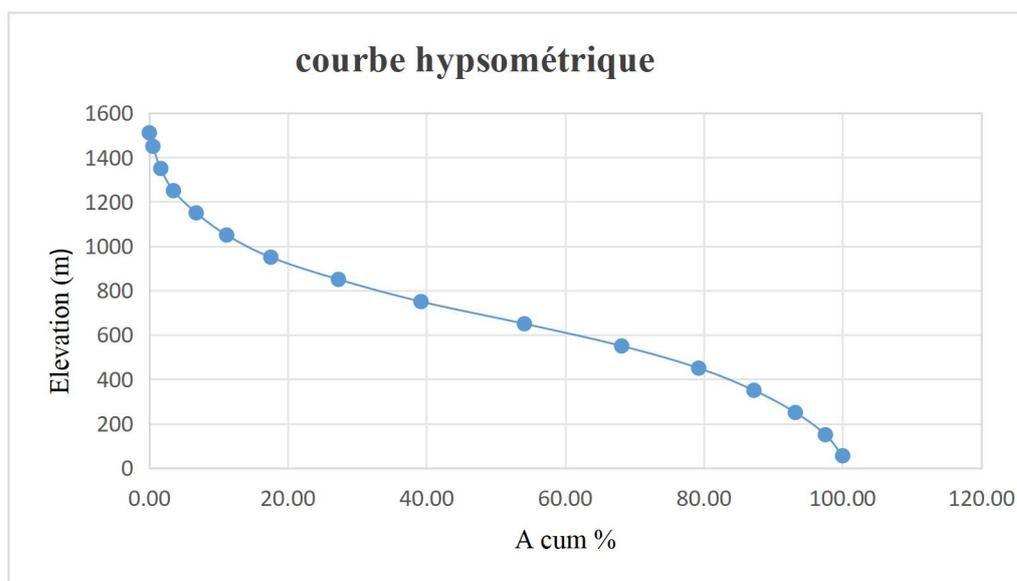


Figure III. 3: la courbe hypsométrique

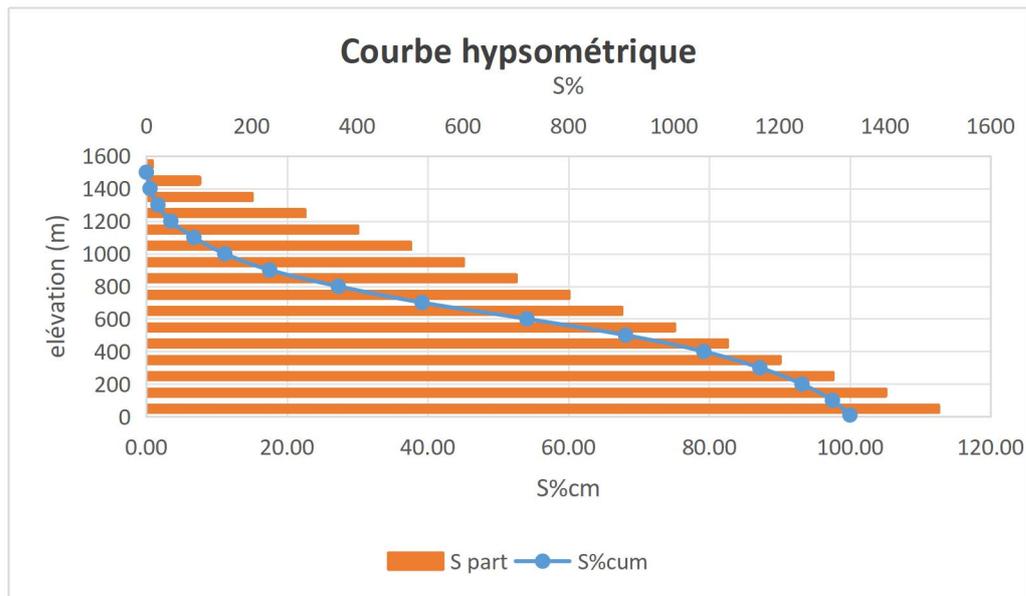


Figure III.4 : la courbe hypsométrique surface partielle

On peut obtenir maintenant de la courbe hypsométrique du bassin versant les altitudes caractéristique on les récapitule dans le tableau suivant :

Tableau III. 2: tableau récapitulatif des altitudes caractéristiques

Altitude	Valeur (m)
H max	1522
H min	10
H <sub>50%</sub>	720
H <sub>95%</sub>	200
H <sub>5%</sub>	1200

➤ Les altitudes caractéristique du bassin versant

Les altitude moyenne elle est employée pour évaluer certains paramètres hydrométéorologiques

$$H_{moy} = \sum \frac{H_i A_i}{A} \dots \dots \dots (III.5)$$

Avec

$H_{\text{moy}}$  : La hauteur moyenne du bassin est de [m] ;

$A_i$  : zone située entre deux niveaux [km<sup>2</sup>] ;

$h_i$  : altitude moyenne entre deux niveaux [m] ;

$A$  : La surface totale du bassin versant est de [km<sup>2</sup>].

A. N:

**Tableau III. 3:** Tableau du pente moyenne

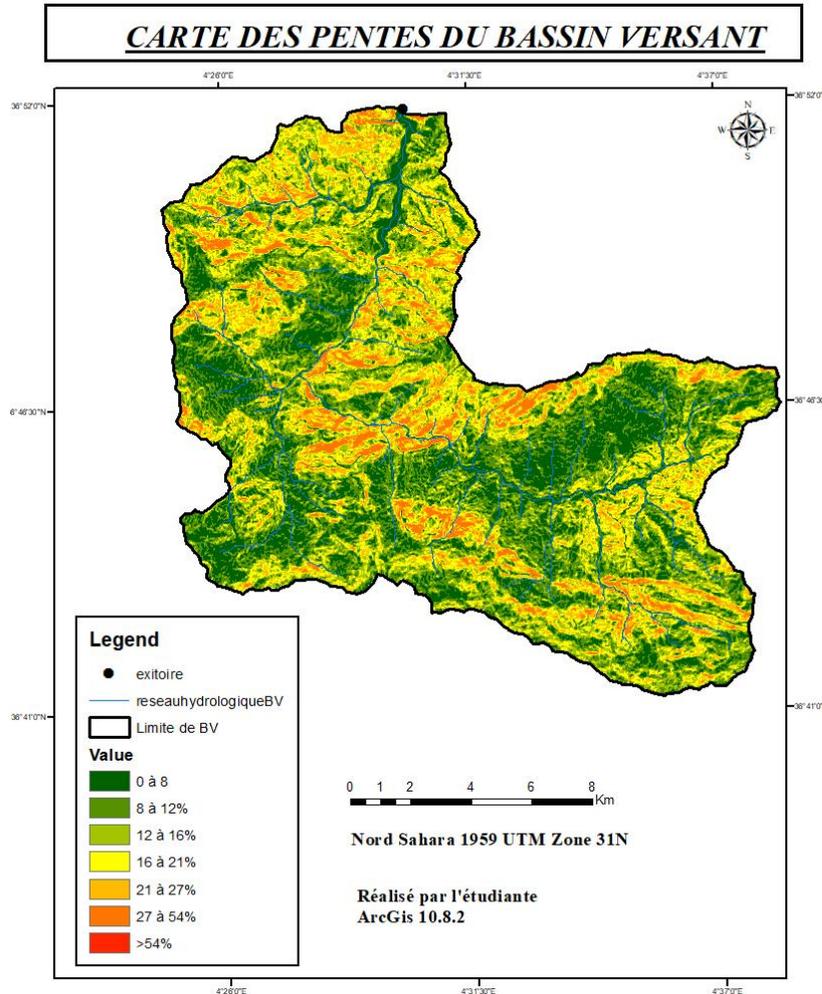
Elévation (m)	H moy (m)	A( km <sup>2</sup> )	H*A
1522 à 1500	1511	0.04	60.44
1500 à 1400	1450	1.17	1696.5
1400 à 1300	1350	2.56	3456
1300 à 1200	1250	4.13	5162.5
1200 à 1100	1150	7.42	8533
1100 à 1000	1050	9.9	10395
1000 à 900	950	14.41	13689.5
900 à 800	850	22.03	18725.5
800 à 700	750	26.9	20175
700 à 600	650	33.68	21892
600 à 500	550	31.69	17429.5
500 à 400	450	25.1	11295
400 à 300	350	17.99	6296.5
300 à 200	250	13.51	3377.5
200 à 100	150	9.79	1468.5
100 à 10	55	5.62	309.1
		636.99m	143961.54

A.N:

$$H_{\text{moy}} = 637 \text{ m}$$

➤ **Indice de pente**

Ces indices visent à caractériser les pentes d'un bassin versant, simplifiant ainsi les comparaisons et les classifications. Ils sont dérivés des données de répartition hypsométrique du bassin pour leur calcul.



**Figure III. 4:** carte des pentes du bassin versant

• **L'indice de pente globale  $I_{pg}$**

$$I_{pg} = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots \dots \dots (III.5)$$

Avec :

L : longueur du rectangle équivalent L=34.8 km

D : Différence entre H5% et H95% (m)

A.N:

$$I_{pg} = 28.74 \text{ m/km}$$

$$I_{pg} = 2.873 \%$$

• L'indice de pente de roche  $I_p$

$$I_p = \frac{\sum \sqrt{A_i(H_i - H_{i-1})}}{L} \dots\dots\dots(III.6)$$

Avec :

L : la Longueur équivalente de rectangle (Km)

$A_i$  : l'air partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives  $H_i$  et  $H_{i+1}$

tableau III. 4: tableau de la pente Roche  $I_p$ .

Elévation (m)	Dénivlé	A( km2)	A(%)	A(%)* $D_i$	$\sqrt{A_i D_i}$
1522 à 1500	22	0.04	0.02	0.39	0.00624
1500 à 1400	100	1.17	0.52	51.78	0.07196
1400 à 1300	100	2.56	1.13	113.30	0.10644
1300 à 1200	100	4.13	1.83	182.78	0.13520
1200 à 1100	100	7.42	3.28	328.39	0.18122
1100 à 1000	100	9.9	4.38	438.15	0.20932
1000 à 900	100	14.41	6.38	637.75	0.25254
900 à 800	100	22.03	9.75	974.99	0.31225
800 à 700	100	26.9	11.91	1190.53	0.34504
700 à 600	100	33.68	14.91	1490.60	0.38608
600 à 500	100	31.69	14.03	1402.52	0.37450
500 à 400	100	25.1	11.11	1110.87	0.33330
400 à 300	100	17.99	7.96	796.19	0.28217
300 à 200	100	13.51	5.98	597.92	0.24452
200 à 100	100	9.79	4.33	433.28	0.20815
100 à 10	10	5.62	2.49	24.87	0.04987
			100.00		3.49880

AN :

$$I_P = \frac{3.498}{\sqrt{34.8}}$$

**I<sub>P</sub> = 0.592%**

● **L'indice de pente moyenne I<sub>pm</sub>**

L'indice de pente moyenne correspond à la proportion entre la pente et la longueur du rectangle correspondant.

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots (III.7)$$

Avec :

H<sub>max</sub> : l'altitude maximum (m).

H<sub>min</sub> : l'altitude minimum (m).

L : longueur du rectangle équivalent (km).

AN:

**I<sub>pm</sub> = 43.44 m/km**

**I<sub>pm</sub> = 4.34 %**

● **Dénivelé spécifique**

Cette approche est employée pour évaluer les inclinaisons des bassins, quelle que soit leur taille, en vertu de la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M.

$$D_s = D \sqrt{\frac{l_r}{L_r}} \dots\dots\dots (III.8)$$

Avec :

D : dénivelée entre H5% et H95% (m).

L : longueur du rectangle équivalent (km).

l : largeur du rectangle équivalent (km).

A.N

**D s = 435.82 m**

**Tableau III.5 :** Classification O.R.S.T.O.M de type de relief Touaibia, 2003

	<b>Relief</b>	<b>D<sub>s</sub></b>
C1	Très faible	D <sub>s</sub> <10
C2	<b>Faible</b>	10<D <sub>s</sub> <25
C3	<b>Assez faible</b>	25<D <sub>s</sub> <50
C4	<b>Modéré</b>	50< D <sub>s</sub> <100
C5	<b>Assez modéré</b>	100<D <sub>s</sub> <250
C6	<b>Fort</b>	250<D <sub>s</sub> <500
C7	<b>Très fort</b>	D <sub>s</sub> >500

Alors d’après la classification nous avons un relief fort

- **Pente moyenne du bassin versant**

Ce facteur permet de déterminer précisément le temps requis pour le débit direct, donc le temps de concentration (tc), et a un effet direct sur le débit maximal

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5l_1 + l_2 + \dots + 0.5l_n)}{A} \dots \dots \dots (III.9)$$

Avec :

li : longueur totale de courbes de niveau (km).

Δh : Dénivelée (m)

A : surface du bassin versant (km<sup>2</sup>).

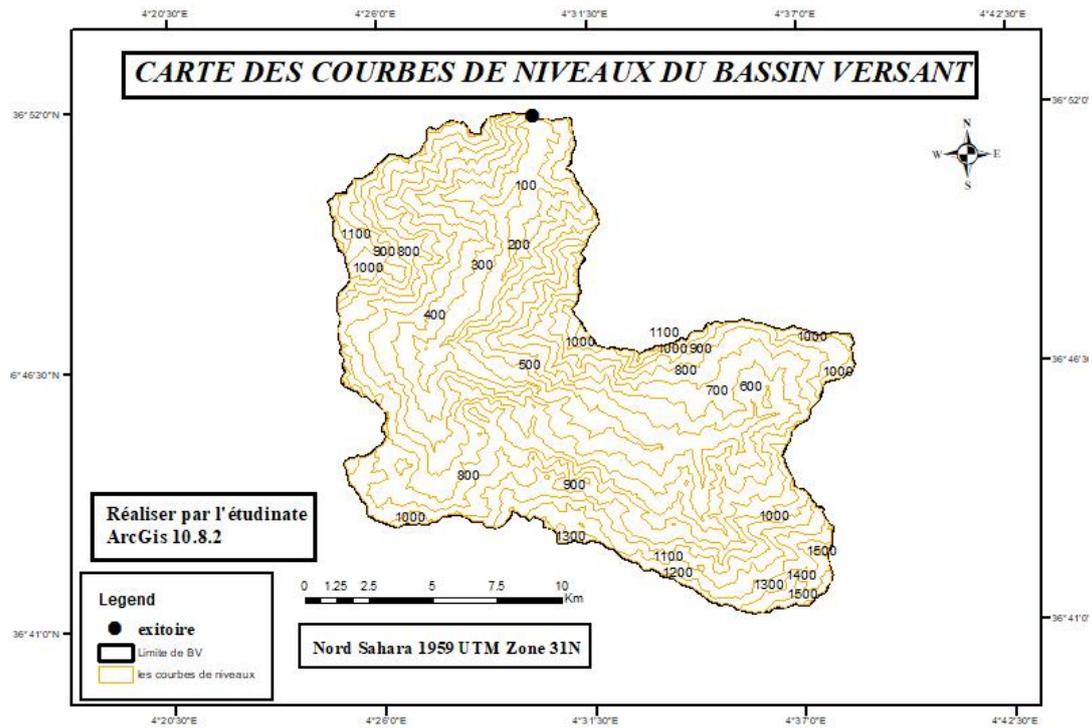


Figure III. 5: carte des courbes de niveaux du bassin versant

Les résultats des la stimulation avec le logiciel ArcGis sont les suivant

Tableau III. 6 Longueurs des courbes de niveaux du bassin versant.

<b>courbe de niveau</b>	<b>largeur (km)</b>
100	24.60
200	33.71
300	47.69
400	56.99
500	80.73
600	90.27
700	96.06
800	75.93
900	65.74
1000	39.31
1100	25.09
1200	20.60
1300	9.85
1400	5.48

A. N:

$$I_m = 292.88\text{m/Km}$$

$$I_m = 29.8\%$$

## III.2 Réseau hydrographique du bassin versant

### III.2.1 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

Les réseaux hydrographiques, composés de cours d'eau, de lacs et de leurs connexions, reflètent la topographie et l'inclinaison du sol dans un bassin versant. Cette région, où les cours d'eau reçoivent les eaux de ruissellement, les affluents et les écoulements souterrains, est étudiée par les géomorphologues et les hydrologues. La taille, la forme et le nombre de bassins versants dans une zone varient selon la taille de la carte topographique utilisée.

Classification du réseau selon un ordre de priorité

Selon la méthode de classification de Schumm Strahler (1957), chaque segment d'un cours d'eau peut être attribué un système de numérotation hiérarchique en fonction de son importance. D'après cette approche :

- Un cours d'eau sans affluent est classé de niveau 1.
- Lorsque deux cours d'eau de même niveau se rejoignent, le cours d'eau résultant prend un niveau supérieur, soit  $n + 1$ .
- Si deux cours d'eau de niveaux différents se rejoignent, le cours d'eau résultant prend le niveau le plus élevé des deux.

Le niveau d'un bassin versant est déterminé par le niveau le plus élevé de ses cours d'eau, correspondant au niveau du cours d'eau principal à l'exutoire.

#### **Longueur du cours d'eau principale :**

La longueur du talweg principal est de :

$$L = 33 \text{ km}$$

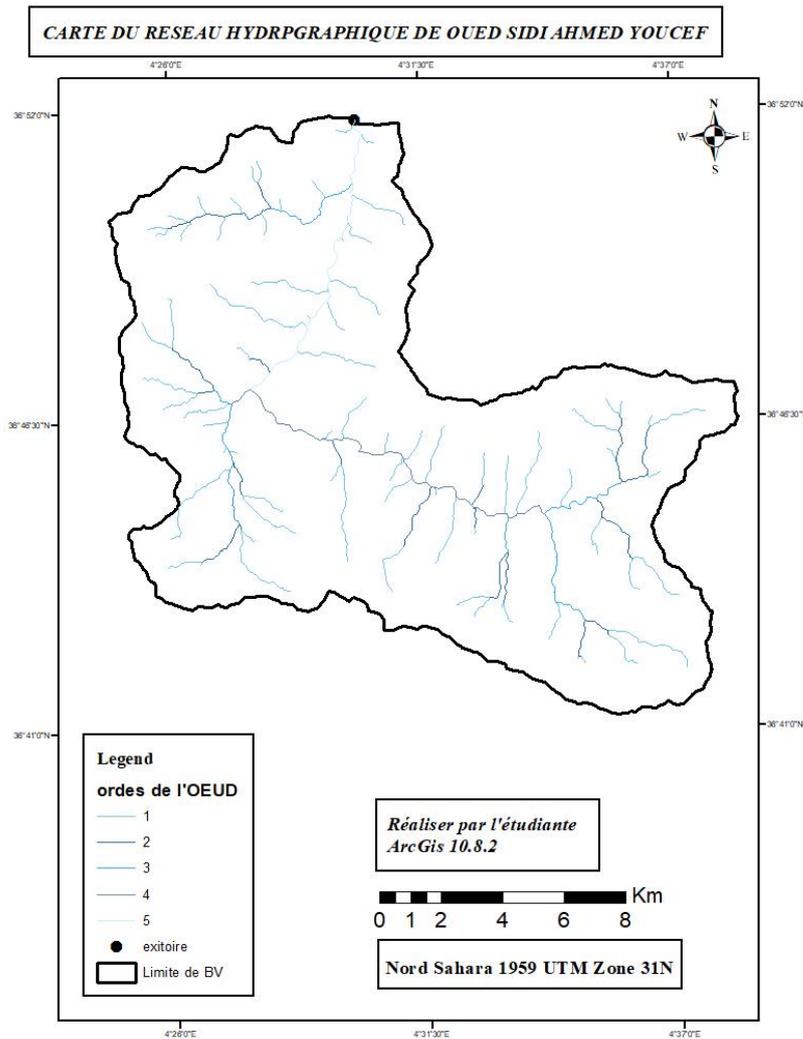


Figure III. 6: carte du réseau hydrographique

### III.2.2 Paramètres hydrographique

➤ **Densité de drainage**

La densité hydrographique mesure le nombre de cours d'eau par unité de surface.

$$F = \frac{\sum N_i}{A} \dots\dots\dots(III.9)$$

Avec :

$\sum N_i$  : La totalité des rivières.

A : c'est surface du bassin versant (km<sup>2</sup>).

$$F = \frac{161}{226}$$

$$F = 0.71 \text{ Km}^{-2}.$$

• **Densité de drainage :**

Elle est déterminée en calculant la longueur totale des talwegs de l'ordre i à n, notée "Li", dans le bassin versant, puis en la divisant par la surface totale "S" du bassin. Une densité hydrographique élevée indique un réseau hydrographique dense et une réaction rapide aux événements pluvieux. :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n l_i}{A} \dots\dots\dots(\text{III.10})$$

Avec

Li : Les longueurs totales de tous les cours d'eau d'ordre i [km] ;

S : surface du bassin versant [km<sup>2</sup>].

**A.N**

$$D_d = \frac{171}{226}$$

$$D_d = 0.75 \text{ km/km}^2$$

• **Longueur moyenne des versants :**

$$L_v = \frac{L_r}{2D_d} \dots\dots\dots(\text{III.11})$$

Avec :

Dd : La densité de drainage Km/Km<sup>2</sup>.

L : la longueur équivalente de rectangle en Km.

**A.N :**

$$L_v = 23.2 \text{ Km}$$

• **Temps de concentration :**

Le temps de concentration, noté tc, représente la durée maximale nécessaire pour qu'une goutte d'eau parcoure le cheminement hydrologique entre un point donné du bassin et son exutoire. Son estimation se fait à l'aide des formules empiriques suivantes.

**1. Formule de California :**

$$T_c = \left( \frac{0.87L^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0.386} \dots\dots\dots(III.12)$$

L : Longueur du principal cours d'eau en kilomètres.

$H_{max}$  :L'altitude maximale du bassin versant est exprimée en (m).

$H_{min}$ :L'altitude minimale du bassin versant est exprimée en (m).

**A.N**

$$T_c = 3.21 \text{ h}$$

**2. Formule de Giandotti :**

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_{max} - H_{min}}} \dots\dots\dots(III.13)$$

A : Surface du bassin versant en (km<sup>2</sup>)

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

Hmoy : Altitude moyenne en (m)

Hmin : Altitude minimale en (m)

**A.N:**

$$T_c = 5.47 \text{ h}$$

**3. Formule de ANRH**

$$T_c = 3 \left( \frac{AL}{(10 I_m)^2} \right)^{\frac{1}{4}} \dots\dots\dots(III.14)$$

Avec :

Tc : le temps de concentration (min).

L : la longueur du Talweg (m).

I : la pente moyenne du talweg principal (m/m).

A : Surface du bassin versant en (km<sup>2</sup>)

**A.N:**

$$T_c = 3.29 \text{ h}$$

Tableau III.7: Récapitulatif des valeurs du temps de concentration

Formule de calcul	T <sub>c</sub> (h)
Formule de California	3.21
Formule de Giandotti	5.47
Formule de ANRH	3.29

Après avoir examiné ces résultats, il a été convenu que la valeur minimale de **3.21h** serait désormais officiellement adoptée comme temps de concentration pour le bassin versant de l’oued de Sidi Ahmed Youcef. Afin d’assurer la sécurité de l’ouvrage

● **Vitesse Moyenne De Ruissellement**

Ce paramètre désigne la vitesse de l’écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la

pente du terrain. Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$Vr = \frac{L}{Tc} \dots\dots\dots(III.16)$$

Avec :

L : longueur du talweg principale.

T<sub>c</sub> : temps de concentration en heure.

**A. N :**

**V<sub>r</sub>=2.8 m**

**Tableau III.10:** récapitulatif des résultats des caractéristiques hydrographiques du bassin versant du l'oued de Ahmed Youcef

Paramètre	Symbole	Unité	Valeur
Morphologie du bassin versant			
Surface	A	Km <sup>2</sup>	226
Périmètre	P	Km	82
Altitude max	H <sub>max</sub>	m	1522
Altitude min	H <sub>min</sub>	m	10
Forme du bassin versant			
Indice de compacité	K <sub>G</sub>	-	1.53
Coefficient d'allogement	K <sub>P</sub>	-	4.82
Largeur équivalente	l <sub>m</sub>	Km	6.61
Longueur équivalente	L <sub>m</sub>	Km	34.8
Relief			
Hauteur maximale	H max	m	1522
Hauteur minimale	H min	m	10
H <sub>50%</sub>	H <sub>50%</sub>	m	720
H <sub>95%</sub>	H <sub>95%</sub>	m	200
H <sub>5%</sub>	H <sub>5%</sub>	m	1200
Hauteur moyenne	H <sub>moy</sub>	m	637
L'indice de pente globale	I <sub>pg</sub>	%	2.87
L'indice de pente de roche	I <sub>p</sub>	%	0.592
L'indice de pente moyenne	I <sub>pm</sub>	%	43.44
Dénivelé spécifique	D <sub>m</sub>	m	435.82
Pente moyenne du bassin versant	I <sub>m</sub>	%	29.8
Réseau hydrographique			
Longueur du cours d'eau principale	L	Km	33
Densité de drainage	F	Km <sup>-2</sup>	0.71
Densité de drainage	D <sub>d</sub>	km/km <sup>2</sup>	0.75
Longueur moyenne des versants	L <sub>v</sub>	Km	23.2
Temps de concentration	T <sub>c</sub>	h	3.21
Vitesse Moyenne De Ruissellement	V <sub>r</sub>	m/s	2.8

### III.3 Etude climatologiques

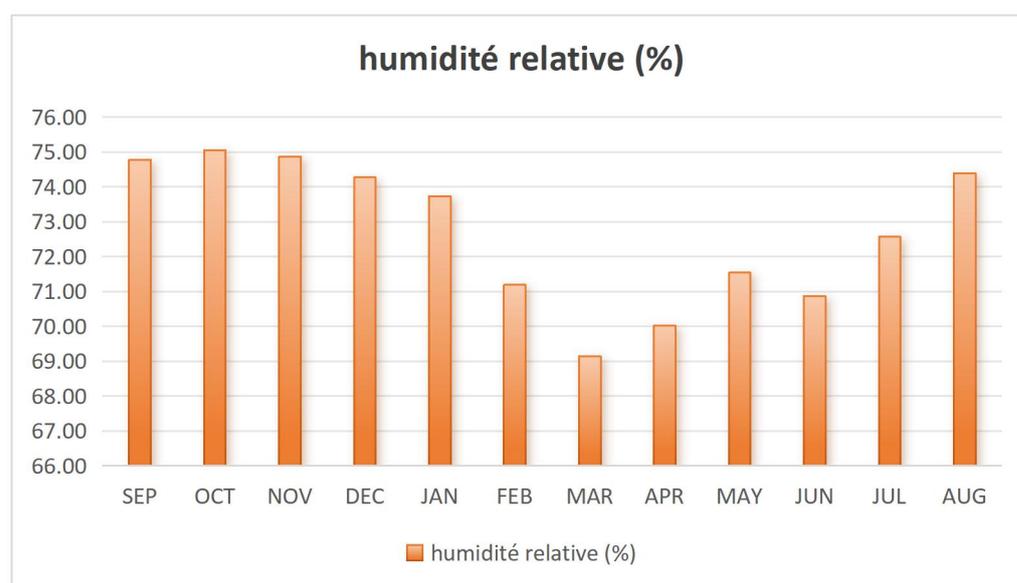
Le comportement hydrologique des rivières et les oueds est fortement affecté par les conditions de climat du bassin. Les déterminants du climat incluent la répartition Précipitations temporelles et spatiales, humidité, température et vent.

#### III.3.1 la humidité relative

Au fur et à mesure qu'une masse d'air monte en altitude, elle se refroidit. Grâce à ce refroidissement, son humidité relative augmente, ce qui encourage la formation de gouttelettes d'eau qui, en se condensant, produiront des précipitations. Le tableau ci-dessous présente les valeurs de l'humidité relative de l'air :

**Tableau III.11:** tableau de l'humidité relative.

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AUG
humidité relative (%)	74.78	75.05	74.87	74.28	73.73	71.19	69.15	70.02	71.54	70.87	72.57	74.39



**Figure III.7:** Histogramme de répartition mensuelle d'humidité relative.

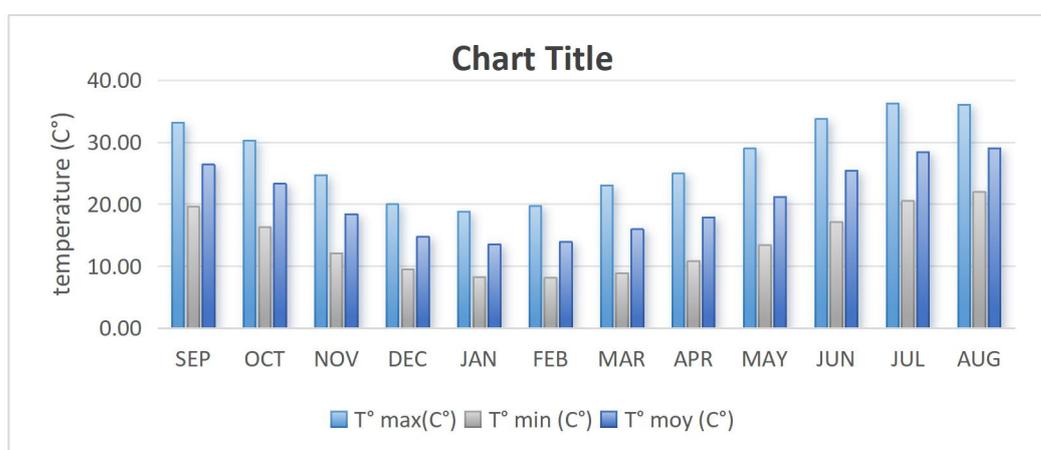
## III.3.2 La températures

Le bilan hydrique et la quantité d'eau transférée en surface vers l'atmosphère (évapotranspiration) sont influencés par la température. Les moyennes mensuelles, les valeurs minimales et maximales de la température pour sont présentées dans le tableau ci-dessus.

**Tableau III. 12:** Répartition mensuelle des températures du project moy, max et min

Source : [ONM] (OFFICE NATIONAL DE METEOROLOGIE).

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AUG
T° max(C°)	33.21	30.32	24.74	20.00	18.80	19.71	23.05	24.97	28.99	33.77	36.29	36.06
T° min (C°)	19.61	16.29	12.12	9.52	8.26	8.15	8.89	10.87	13.41	17.15	20.56	22.01
T° moy (C°)	26.41	23.31	18.43	14.76	13.53	13.93	15.97	17.92	21.20	25.46	28.43	29.04



**Figure III. 8:** Histogramme de répartition mensuelle de température.

- Interpretation

Les données climatiques mensuelles montrent une variation saisonnière typique avec des étés chauds et des hivers doux. En automne, de septembre à novembre, les températures maximales diminuent progressivement de 33.21°C à 24.74°C, tandis que les températures minimales passent de 19.61°C à 12.12°C. L'hiver, de décembre à février, est caractérisé par des températures maximales stables autour de 20.00°C et minimales autour de 8.26°C. Au printemps, de mars à mai, les températures

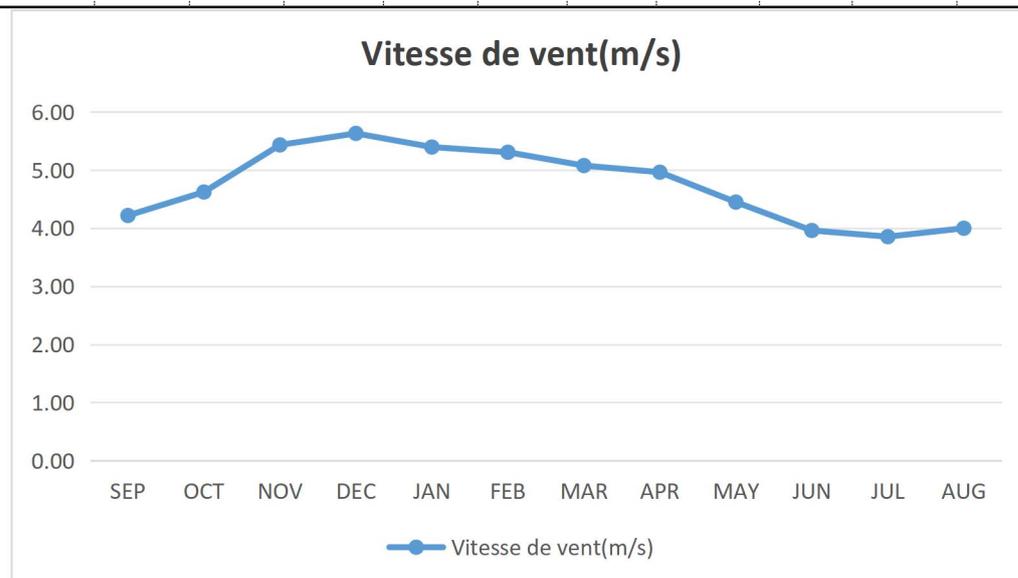
commencent à augmenter, atteignant des maximales de 28.99°C et des minimales de 13.41°C en mai. Enfin, l'été, de juin à août, connaît les températures les plus élevées, avec des maximales atteignant 36.29°C en juillet et des minimales culminant à 22.01°C en août. Les températures moyennes suivent cette tendance, baissant en automne, restant basses en hiver, augmentant au printemps, et atteignant leur maximum en été.

**III.3.3 Vitesse du vent**

On peut remarquer que la vitesse du vent est de moyenne de 5m/s.

**Tableau III. 12 :** Vitesses moyenne du vent

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AUG
Vitesse de vent(m/s)	4.22	4.62	5.43	5.63	5.39	5.31	5.08	4.96	4.45	3.96	3.85	4.00



**Figure III.9:**Histogramme de répartition mensuelle de vitesse de vent.

**III.3.4 Evaporation**

Le taux d'évaporation est très élevé pendant les mois de juin, juillet et août, atteignant 270 mm. En hiver, ce taux est beaucoup plus faible, ne dépassant pas 2 mm. En moyenne, la perte annuelle par évaporation s'élève à 1500 mm.

**Tableau III. 13:**Répartition mensuelle de l'évaporation.

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MA	AVRI	MAI	JUN	JUIL	AOU	An
Ev mm	180	90	60	45	30	45	75	105	135	210	270	255	1500
Ev%	12	6	4	3	2	3	5	7	9	14	18	17	100

Source : [ONM] (OFFICE NATIONAL DE METEOROLOGIE)

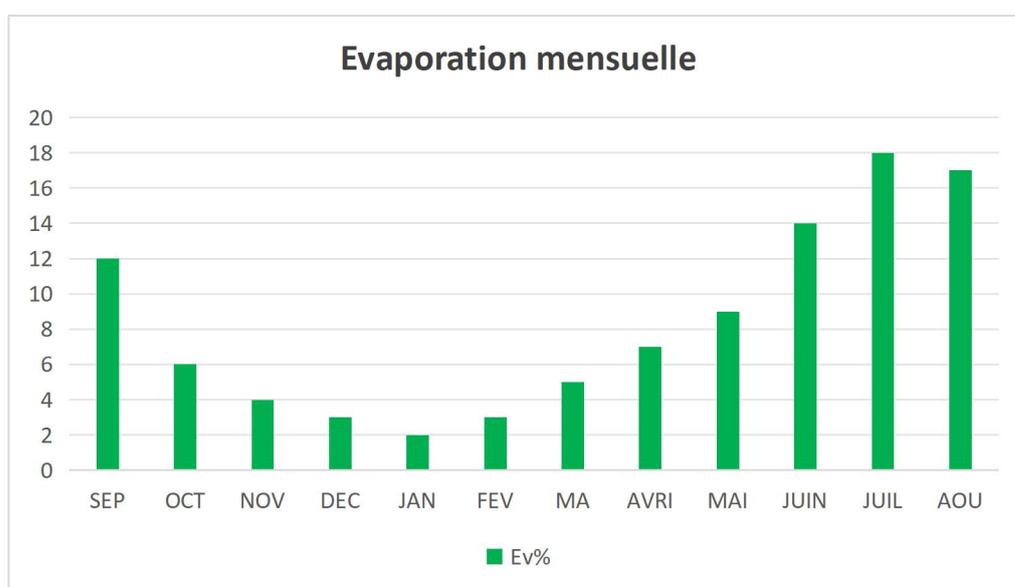


Figure III.10: Histogramme de répartition mensuelle de l'évaporation mensuelle.

### III.4 Etude des précipitations

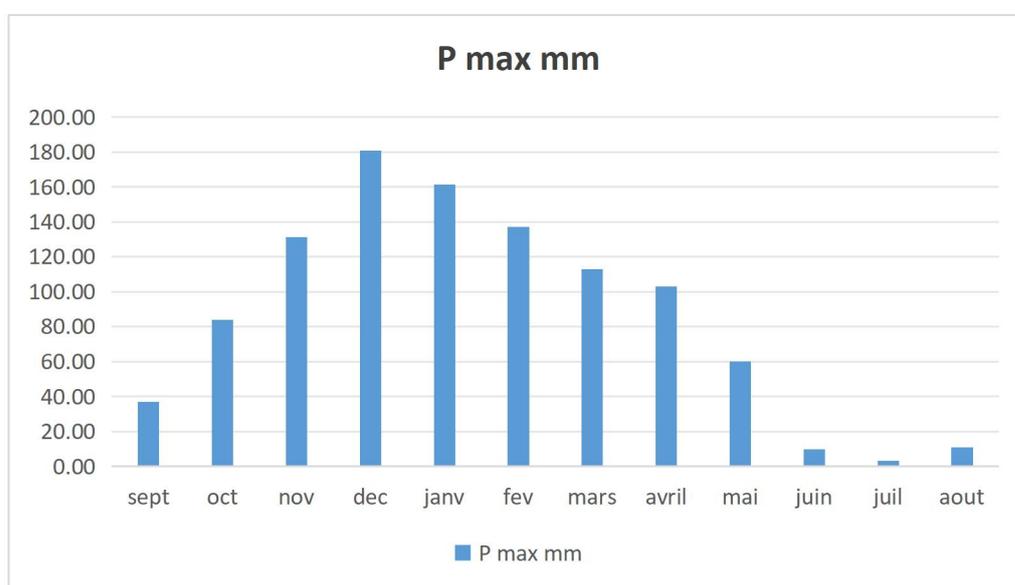
Les précipitations, qu'elles soient liquides (comme la pluie ou la bruine) ou solides (comme la neige ou la grêle), représentent toutes les eaux météoriques qui se déversent sur la surface terrestre. Elles sont généralement déclenchées par des variations de température ou de pression atmosphérique. Ces précipitations constituent la principale source d'eau pour les principaux systèmes hydrologiques continentaux, notamment les bassins versants.

Dans le bassin versant de Sidi Khelifa, aucun poste pluviométrique n'est directement implanté. Pour estimer les précipitations dans cette région, les données pluviométriques disponibles ont été recueillies à partir du réseau d'observation de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH). Il est à noter qu'aucune station pluviométrique spécifique au bassin de Sidi Khelifa n'est disponible. Dans cette étude, il a été décidé d'utiliser les données provenant de la station

pluviométrique de Aghrib pour estimer les précipitations dans le bassin versant de Sidi Khelifa.

**Tableau III. 14:**Répartition mensuelle des précipitations.

Mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
P max mm	36.85	83.94	131.29	180.81	161.15	137.12	112.71	102.98	60.19	9.91	3.14	10.75	1030.85
P%	3.58	8.14	12.74	17.54	15.63	13.30	10.93	9.99	5.84	0.96	0.30	1.04	100.00



**Figure III.11:**Histogramme de répartition mensuelle de vitesse de vent.

● Interpretation

Les précipitations maximales augmentent de 36.85 mm en septembre à 180.81 mm en décembre, puis diminuent de 161.15 mm en janvier à 102.98 mm en avril. La saison sèche commence en mai avec 60.19 mm et atteint son minimum en juin, juillet, et août avec des précipitations respectives de 9.91 mm, 3.14 mm, et 10.75 mm. Annuellement, les précipitations totalisent 1030.85 mm, principalement concentrées entre septembre et avril.

### III.4.1 Estimation des pluies journalières maximales

Dans le cadre de l'estimation des précipitations journalières maximales, il est essentiel d'identifier les événements pluvieux rares qui peuvent potentiellement causer des crues et nécessiter une protection adéquate des ouvrages. Pour mener à bien cette étude, nous suivons les étapes suivantes :

1. Tri des données des précipitations par ordre croissant afin de mieux comprendre la répartition des événements pluvieux.
3. Calcul de la fréquence expérimentale pour évaluer la probabilité d'occurrence des événements pluvieux rares.
3. Détermination des caractéristiques empiriques de la série de données pour une meilleure compréhension de leur comportement statistique.
4. Ajustement graphique de la loi de distribution choisie pour identifier la distribution la plus adaptée à nos données.
5. Calcul du quantile et de son intervalle de confiance pour estimer les valeurs limites des précipitations maximales journalières pour une période de retour donnée.

L'objectif de cette analyse fréquentielle est de fournir des estimations fiables des précipitations maximales journalières pour différentes périodes de retour, ce qui permettra de mieux comprendre les risques associés aux événements pluvieux extrêmes et de prendre des mesures préventives appropriées pour assurer la sécurité des ouvrages.

#### ➤ a. Précipitations maximales journalières

Les données des précipitations maximales journalières proviennent de la station pluviométrique d'Aghrib, identifiable sous le code 021607. Cette station a été sélectionnée en raison de sa proximité altitudinale avec notre zone d'étude, présentant  $Z = 680$ , ce qui la rend plus représentative des niveaux maximums quotidiens de

précipitations dans notre région. Ainsi, les données extraites de la station d'Aghrib seront utilisées pour l'ajustement requis dans notre analyse.

**Tableau III.15 :** Coordonnées et code de la Station pluviométrique utilisée dans l'étude

Station	Source	Code	Période d'observation	Cordonnées de station		
				X	Y	Z
Aghrib	ANRH	021607	1978- 2012	641.8	383.5	680

**Tableau III. 16:** Pluies maximales journalières source ANRH

Pj max (mm)	Année	Pj max (mm)	Année	Pj max (mm)	Année
64.4	1978	76.4	1991	81.3	2000
99.6	1979	61.9	1992	38.4	2001
155.9	1980	55.1	1993	94.2	2002
140.4	1981	66	1994	56.2	2003
60.6	1982	56.4	1995	58.4	2004
76.4	1983	50.1	1996	97.2	2005
92.7	1984	91.9	1997	112.5	2006
135.34	1985	56.2	1998	95	2007
97	1986	117.6	1999	72	2008
44	1987	91.9	1997	50.3	2009
45.9	1988	56.2	1998	87.5	2010
90.2	1989	117.6	1999	99.3	2011
90.2	1990	81.3	2000	100.2	2012

Les caractéristiques de notre série pluviométrique sont illustrées dans le tableau suivant :

**Tableau III. 16** Caractéristique de la série des pluies maximales journalières

Caractéristiques	formule	Results
Moyenne des Precipitations maximales journaliers (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=33} X_i}{n}$	81.9
Ecart type « $\sigma_x$ »; Pourn > 30 ans	$\sigma_x = \frac{\sum_{i=1}^{n=33} (X_i - n\bar{X})}{n - 1}$	29
Coefficient de variation« Cv »	$Cv = \frac{\sigma_x}{\bar{X}}$	0.341
L'exposant climatique	b=0.42	

### ➤ Choix de la loi d'ajustement

Lorsqu'il s'agit d'ajuster les données pluviométriques maximales journalières, le choix de la loi d'ajustement est crucial. Les deux lois d'ajustement mentionnées sont la loi de log-normale (ou courbe de Galton) et la loi de Gumbel (ou courbe de Henry). Ces deux lois sont souvent utilisées pour modéliser les précipitations maximales dans différentes conditions climatiques.

Les études comparatives, à la fois empiriques et théoriques, ont été conduites pour évaluer l'efficacité de ces méthodes d'estimation dans diverses situations. Ces études ont pris en compte des facteurs tels que la taille de l'échantillon et les caractéristiques spécifiques des données pluviométriques.

Pour réaliser l'ajustement des données, vous avez prévu d'utiliser le logiciel "HYFRAN", disponible au centre de calcul de l'École Nationale Supérieure d'Hydraulique de Blida. Ce logiciel est probablement choisi pour sa capacité à traiter les données et à effectuer les ajustements nécessaires selon les lois sélectionnées

■ **Ajustement de la série pluviométrique à la loi de log-normal (GALTON)**

La loi de Galton, connue également sous le nom de distribution log-normale, est dérivée de la distribution normale mais présente une asymétrie après une transformation de variable. Sa fonction de répartition est formulée ainsi :

$$f(x) = \frac{1}{\sigma X \sqrt{2\pi}} \left\{ -\frac{[\ln x - \mu]^2}{2\sigma^2} \right\} \dots\dots\dots(III.17)$$

Avec : la variable réduite :

L'équation de la variable réduite présente sous forme de :

$$\mu = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma \ln X} \dots\dots\dots(III.18)$$

C'est l'équation d'une droite sur un papier Gauss-logarithmique en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

$$\ln x = \ln x + \mu \sigma \ln x \dots\dots\dots(III.19)$$

Les résultats de le ajustement avec la loi de GALTON en utilisant le logiciel Hyffran sont les suivants

**Tableau III. 17 :** Résultat de l'ajustement à la loi de Log-normal

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour en (mm)	Ecarttype	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	288	50.5	189 - 387
2000.0	0.9995	247	39.1	171 - 324
1000.0	0.9990	230	34.5	163 - 298
200.0	0.9950	192	24.9	143 - 241
100.0	0.9900	176	21.1	134 - 217
50.0	0.9800	160	17.5	125 - 194
20.0	0.9500	138	13.2	112 - 164
10.0	0.9000	121	10.2	101 - 141
5.0	0.8000	104	7.48	89.2 - 119

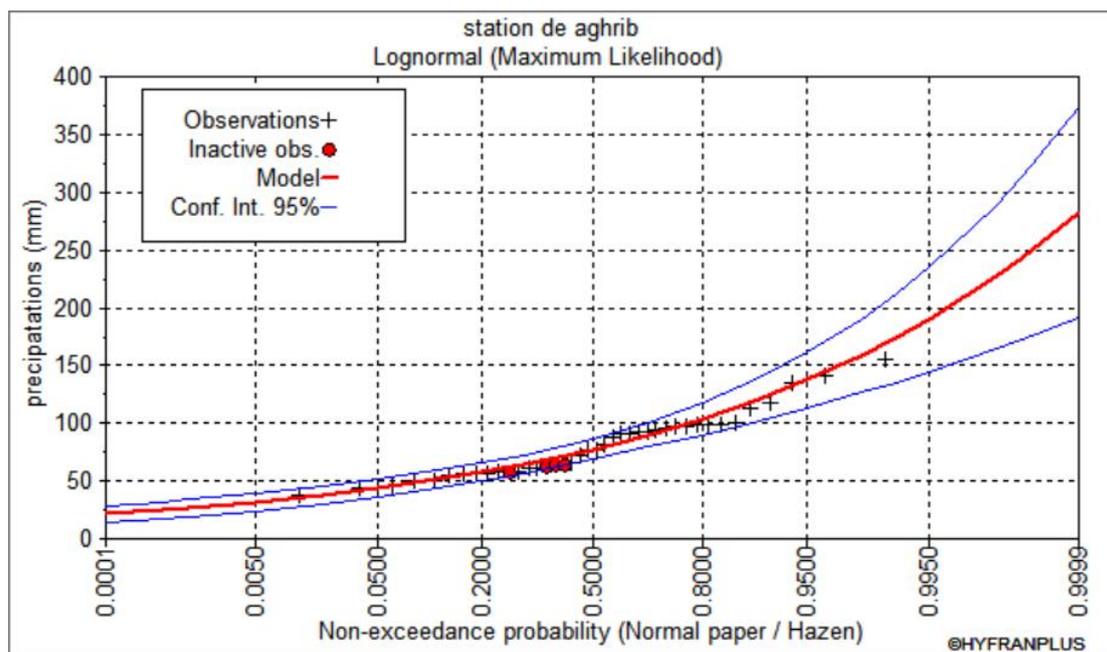


Figure III. 12: Représentation graphique de la log normal

Tableau III. 19 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	00	38.4
Maximum	None	156
Ecart-type	29.5	29.5
Médiane	77.6	77.6
Moyenne	82.4	82.4
Coefficient de variation (Cv)	0.358	0.345
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.12	0.636
Coefficient d'aplatissement (Ck)	5.31	2.79

■ Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

L'ajustement d'une série pluviométrique à la loi de Gumbel est une méthode couramment utilisée pour modéliser les valeurs extrêmes. Cette approche se concentre sur le maximum annuel d'une variable, considéré comme le pic parmi les 365 valeurs journalières. La fonction de répartition de la loi de Gumbel, notée F(x), peut être exprimée ainsi :

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x+a}{b}}} \dots\dots\dots(III.20)$$

Avec la variable réduite suivante :

$$\mu = \frac{x-a}{b} \dots\dots\dots(III.21)$$

Les paramètres  $\alpha$  et  $b$  de la loi de Gumbel sont généralement représentés par  $\alpha$  et  $b$ , respectivement. Le paramètre  $b$  est associé à la dispersion des données, tandis que  $\alpha$  est démontré comme représentant le mode, c'est-à-dire la valeur la plus probable. Pour estimer ces paramètres, la méthode des moments est souvent utilisée. L'ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel a été réalisé à l'aide du logiciel HYFRAN. Les résultats de cet ajustement sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III. 20:** Résultat de l’ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour en (mm)	Ecarttype	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	273	36.1	202 - 344
2000.0	0.9995	237	30.0	179 - 296
1000.0	0.9990	222	27.3	168 - 276
200.0	0.9950	186	21.2	145 - 228
100.0	0.9900	171	18.5	135 - 207
50.0	0.9800	156	15.9	124 - 187
20.0	0.9500	135	12.5	111 - 159
10.0	0.9000	119	9.86	99.8 - 138
5.0	0.8000	103	7.30	88.2 - 117

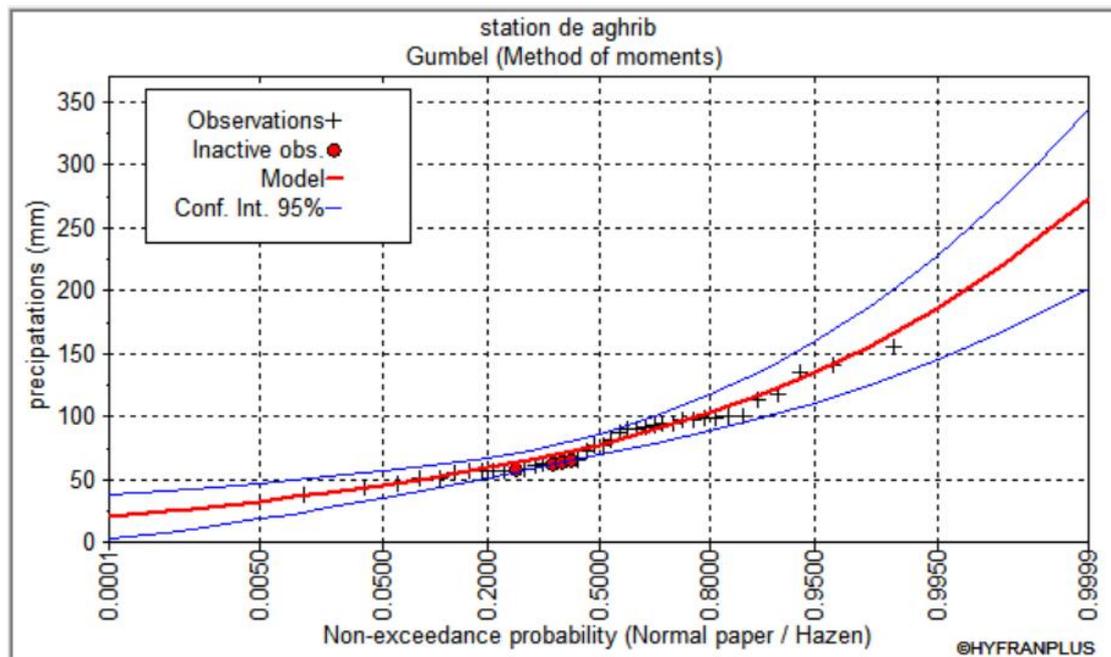


Figure III. 13 :Représentation graphique de la loi de Gumbel

En conclusion, les résultats des deux schémas d'ajustement indiquent que la pluie maximale journalière suit la loi log-normale (courbe de Galton). Cette conclusion est étayée par le fait que tous les points se situent à l'intérieur de l'intervalle de confiance et sont plus proches de la droite de Galton. De plus, le test d'adéquation du "Khi carré" réalisé par le logiciel HYFRAN confirme également la pertinence des deux lois, renforçant ainsi la validité de l'ajustement choisi.

**III.4.2 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités**

La conversion des précipitations maximales journalières en précipitations de courte durée est réalisée à l'aide de l'équation élaborée par K. Body (ANRH 1984).

$$P_{cr} = \left(\frac{t}{24}\right)^b P_{j,max} \dots \dots \dots (III.22)$$

$$I_0 = \left(\frac{P_{max}}{24}\right) \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots \dots \dots (III.23)$$

Avec :

$P_{cr}$  : 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 heures.

b : Exposant climatique (donnée)  $b = 0,42$

$I_0$  : Pluie de courte durée (mm/h)

**Tableau III. 21:** Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	Pluie max jour en (mm)
10000.0	0,01	273
1000	0,1	222
100	1	171
50	2	156
20	5	135
10	10	119
5	20	103

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

Période de	Fréquence (%)	Pluie maximale journalière (mm)	TEMPS																								
			1	2	3	3.21	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
10000	0.01	273	71.86	96.14	113.99	117.28	128.63	141.27	152.51	162.71	172.10	180.82	189.01	196.72	204.05	211.02	217.69	224.10	230.25	236.19	241.93	247.49	252.88	258.11	263.20	268.16	273
1000	0.1	222	58.43	78.18	92.69	95.37	104.60	114.88	124.02	132.31	139.95	147.04	153.70	159.97	165.93	171.60	177.03	182.23	187.24	192.07	196.73	201.25	205.63	209.89	214.03	218.07	222
100	1	171	45.01	60.22	71.40	73.46	80.57	88.49	95.53	101.92	107.80	113.26	118.39	123.22	127.81	132.18	136.36	140.37	144.22	147.94	151.54	155.02	158.39	161.67	164.86	167.97	171
50	2	156	41.06	54.94	65.14	67.01	73.50	80.72	87.15	92.98	98.34	103.33	108.00	112.41	116.60	120.58	124.40	128.05	131.57	134.97	138.25	141.42	144.50	147.49	150.40	153.24	156
20	5	135	35.53	47.54	56.37	57.99	63.61	69.86	75.42	80.46	85.10	89.42	93.46	97.28	100.90	104.35	107.65	110.82	113.86	116.80	119.64	122.38	125.05	127.64	130.16	132.61	135
10	10	119	31.32	41.91	49.69	51.12	56.07	61.58	66.48	70.93	75.02	78.82	82.39	85.75	88.94	91.98	94.89	97.68	100.37	102.95	105.46	107.88	110.23	112.51	114.73	116.89	119
5	20	103	28.69	38.39	45.51	46.82	51.36	56.40	60.89	64.96	68.71	72.20	75.46	78.55	81.47	84.25	86.92	89.47	91.93	94.30	96.59	98.81	100.96	103.06	105.09	107.07	109

Tableau III. 22 :Précipitations pour les différentes fréquences

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	Pluie max jour en (mm)	TEMPS																								
			1	2	3	3.21	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
10000	0.01	273	71.86	48.07	38.00	36.53	32.06	28.05	25.02	23.04	21.01	20.09	18.00	17.08	17.00	16.03	15.05	14.04	14.09	13.09	13.04	13.03	12.04	12.09	11.06	11.06	11.38
1000	0.1	222	58.43	39.09	30.00	29.71	26.05	22.08	20.07	18.00	17.09	16.04	15.07	14.04	13.03	13.00	12.04	12.05	11.70	11.30	10.09	10.05	10.08	9.99	9.73	9.48	9.25
100	1	171	45.01	30.11	23.08	22.88	20.04	17.00	15.09	14.02	13.07	12.05	11.84	11.20	10.05	10.07	9.74	9.36	9.01	8.70	8.42	8.16	7.92	7.70	7.49	7.30	7.13
50	2	156	41.06	27.04	21.07	20.88	18.08	16.04	14.02	13.08	12.09	11.48	10.80	10.02	9.72	9.28	8.89	8.54	8.22	7.94	7.68	7.44	7.23	7.02	6.84	6.66	6.50
20	5	135	35.03	23.07	18.07	18.07	15.00	13.09	12.05	11.49	10.06	9.94	9.35	8.84	8.41	8.03	7.69	7.39	7.12	6.87	6.65	6.44	6.25	6.08	5.92	5.77	5.63
10	10	119	31.02	20.05	16.06	15.09	14.02	12.03	11.08	10.03	9.38	8.76	8.24	7.80	7.41	7.08	6.78	6.51	6.27	6.06	5.86	5.68	5.51	5.36	5.21	5.08	4.96
5	20	103	27.11	18.04	14.03	13.07	12.03	10.06	9.05	8.77	8.12	7.58	7.13	6.75	6.42	6.12	5.87	5.64	5.43	5.24	5.07	4.91	4.77	4.64	4.51	4.40	4.29

Tableau III. 22 : Intensités pour les différentes fréquences

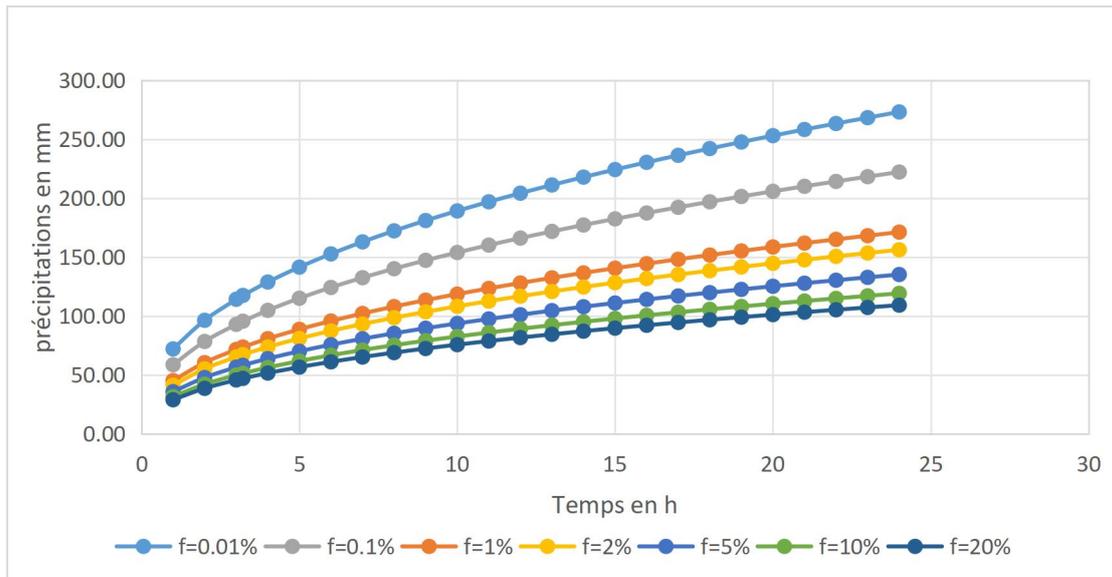


Figure III. 14 : Histogramme précipitations pour les différentes fréquences

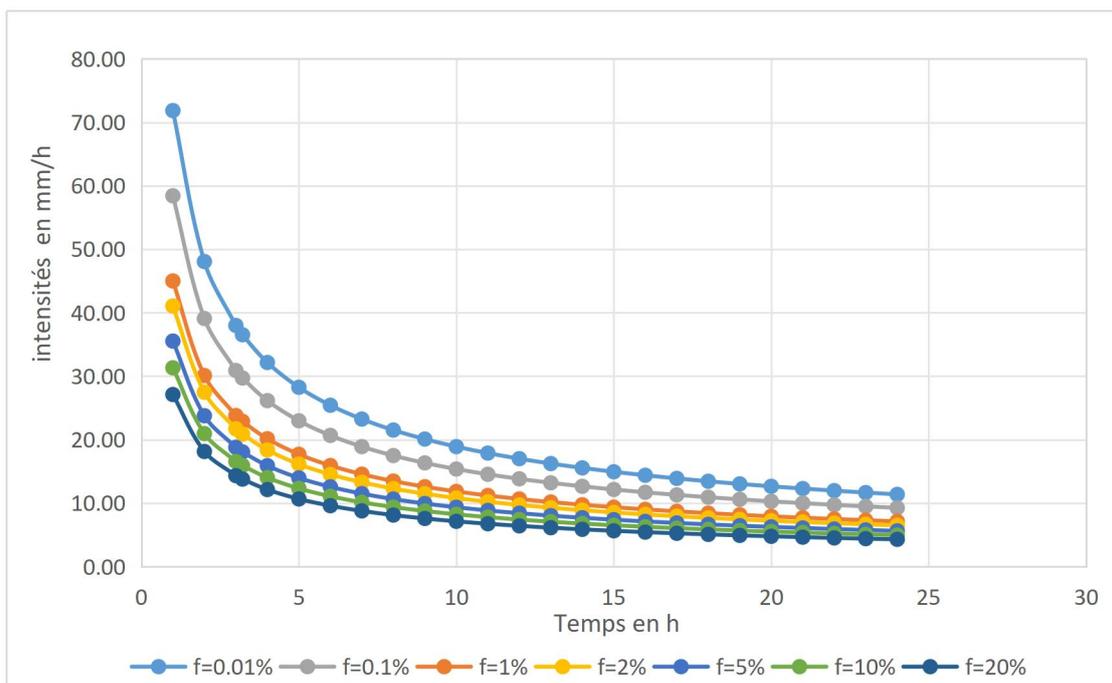


Figure III. 15 : Histogramme Intensités pour les différentes fréquences

### III.4.3 Etudes des apports

En général, l'estimation des débits d'un cours d'eau repose sur les données recueillies par les stations hydrométriques de la région. Cependant, dans cette situation particulière, la station hydrométrique d'Aghrib, fournie par l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH), n'a pas été en service durable. Afin de combler cette lacune, on a employé des méthodes empiriques. Même si elles sont empiriques,

ces méthodes ont produit des résultats comparables à ceux obtenus à partir des mesures aquatiques. Il semble donc que ces techniques aient été efficaces pour évaluer les débits, même sans données directes de la station hydrométrique.

**III.4.3.1 Apports moyens annuels A0**

➤ **Formules Empiriques**

Les paramètres utilisés dans ces formules sont :

P<sub>moy</sub> : pluie moyenne annuel =1031mm

S : superficie du bassin versant= 226 km<sup>2</sup>

L<sub>e</sub> : lame d'eau ruisselée (mm)

A<sub>0</sub> : apport moyenne annuel (hm<sup>3</sup>)

$$A_0 = S \cdot L_e \cdot 10^3$$

➤ **Formule De DERRI (II)**

$$A_0 = 0.513 P_{moy}^{(-2,683)} \cdot D_d \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots(III.24)$$

Avec :

D<sub>d</sub> : Densité de drainage

$$D_d = 0,49 (Km/Km^2).$$

➤ **Formule De CHAUMONT**

Cette relation donne le coefficient de ruissellement par la relation suivante :

$$C_e = 0,6 \times (1 - 10^{-0,36 P_{moy}^2}) \dots\dots\dots(III.25)$$

Avec :

P<sub>m</sub> : précipitation moyenne annuelle (mm).

La lame d'eau écoulee est donnée par la relation :

$$L_e = P_{moy} \cdot C_e \dots\dots\dots(III.26)$$

**2. Formule De l'ANRH**

$$A = 0,915 \cdot P_{moy}^{2,624} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots(III.27)$$

Avec :

P<sub>moy</sub> : pluie moyenne sur le bassin versant (m)

S : superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>)

**1. Formule De TURC**

$$L_e = P_{moy} - D \dots\dots\dots(III.28)$$

$$D = \frac{P_{moy}}{\sqrt{0,9 + (\frac{P_{moy}}{l})^2}} \dots\dots\dots(III.29)$$

que  $l=300+25T+0,05T^3$  ;

T :(température moyenne annuelle= 13°c)

**3. Formule de MEDINGER**

$$Le = 1.024(P_{moy} - 0.26)^2 \dots \dots \dots (III.30)$$

$$A_0 = Le * S \dots \dots \dots (III.31)$$

Le : lame d'eau écoulée (mm).

P<sub>moy</sub>: précipitation moyenne (m).

S: la superficie en Km<sup>2</sup> du bassin versant.

**Tableau III. 23** :Récapitulatif des résultats des apports.

Formules	Lames d'eau (mm)	Résultats (apport Hm <sup>3</sup> )
Formule De DERRI (II)	878	198.53
Formule De CHAUMONT	618	139.8
Formule De l'ANRH	403	91.1
Formule De TURC	420	95.14
Formule de MEDINGER	608	137.6

D'après les résultats trouvés en considère que

- La lame d'eau de notre bassin versant est 878 mm ;
- L'apport annuel : 198,5 Mm<sup>3</sup> ;

On conclue que l'apport de bassin versant est très important d'où un barrage sera très utile dans cette région

**III.4.3.2 Caractéristiques de l'écoulement**

**1. Module de l'écoulement**

Il est donné par :

$$Q = \frac{A}{T_o} \dots \dots \dots (III.32)$$

Avec :

$A_0$  : Apport moyenne ;

T : Temps d'une année en seconde ;

A.N

$$Q=6.29 \text{ m}^3/\text{s}$$

**2. Module de l'écoulement relatif (spécifique)**

$$q = \frac{Q}{S} \dots \dots \dots \text{(III.33)}$$

Avec :

Q : Débit de l'écoulement ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

S : Surface du bassin versant ( $\text{km}^2$ ) ;

A.N

$$q = 27.83 \text{ l} / (\text{s} \cdot \text{km}^2)$$

**3. Coefficient de variance**

Pour ce coefficient, on utilise les différentes formules empiriques, voir le tableau ci-dessous :

Avec :

q : Module de l'écoulement relatif ( $27.83 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{km}^2)$ ) ;

k : Coefficient de réduction ( $K = 0,025 \div 1$ ) on prend  $k=0,56$  ;

M : Apport annuel moyen en ( $\text{l}/(\text{km}^2 \cdot \text{s})$ ) ;

On le calcul dapres les formules suivannt

**1. PADOUN**

$$C_v = \frac{0.93 \times K}{q^{0.27}} \dots \dots \dots \text{(III.34)}$$

**2. KRISTY MENHEL**

$$C_v = \frac{0.83}{S^{0.06} + q^{0.27}} \dots \dots \dots \text{(III.35)}$$

**3. SOKOLOVSKI**

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log (q) - 0.063 \log (A + 1) \dots \dots \dots \text{(III.36)}$$

**Tableau III. 24:**Récapitulatif des résultats des coefficients de variance pour chaque formule.

Formule	Results
<b>PADOUN</b>	0.21
<b>KRISTY MENHEL</b>	0.22
<b>SOKOLOVSKI</b>	0.21

Le coefficient de variation est pris en prenant le plus grandes des coefficients des trois formules celle de KRISTY MENHEL alors notre coefficient de Variation est :

$$C_v=0,22$$

### III.4.3.3 Les apports fréquentiels

La distribution des apports fréquentiels sera régie par l'équation :

$$A(\%) = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2+1}} \times e^{\mu\sqrt{\ln(C_v^2+1)}} \dots\dots\dots(III.36)$$

Avec :

A% : Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A<sub>0</sub> : Apport moyen annuel (Hm).

C<sub>v</sub> : Coefficient de variation.

Les calculs des apports fréquentiels 80 % nous a donnez la valeur suivante :

$$A(80\%) = 281.24 \text{ Mm}^3$$

Les résultats des apports fréquentiels sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III. 25:** Récapitulatif des résultats des apports fréquentiel

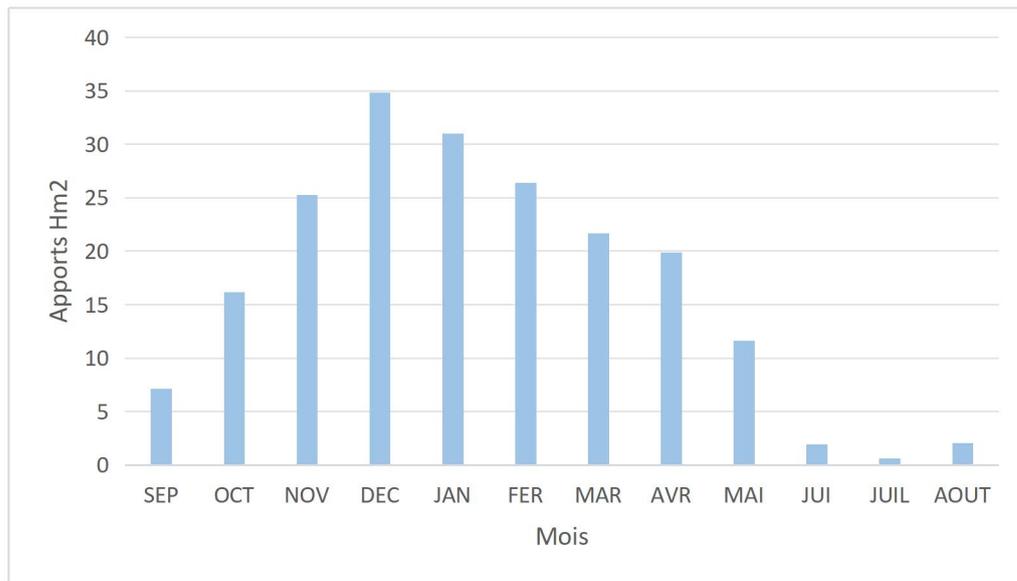
Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	80	10	5	2	1	1
U	0,84	1,28	1,64	2,05	2,33	3,08
A <sub>f(p)</sub> %(Mm <sup>3</sup> )	281.24	342.21	401.8	482.4	546.56	763.63

**III.4.3.4 Répartition de l'apport annuel estimé à une probabilité de 80%**

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80 % suit la même répartition mensuelle des précipitations, on a donc :

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

MOIS	SE P	OC T	NO V	DE C	JA N	FE R	MA R	AV R	MA I	JU I	JUI L	AOU T	ANN
Appor t (%)	3.5 8	8.14	12.7 4	17.5 4	15.6 3	13.3 0	10.9 3	10	5.84	0.9 6	0.30	1.04	100.0 0
A(Hm 3)	2.5	8.14	12.7 4	30.1 5	35.2	36.4 1	26.6 8	25.6 8	14.1 8	0.0 1	0.3	0.01	198.5



**Figure III.14:** Répartition mensuelle des apports de fréquence 80%

### III.5 Etude des crues

Les crues sont des événements hydrologiques marqués par des débits exceptionnellement élevés et changeants. L'objectif de leur étude est de définir les courbes de débit pour les crues fréquentes dans le bassin versant et d'évaluer les débits maximaux probables correspondants. Il est essentiel d'estimer correctement les inondations pour garantir la sécurité des infrastructures en cours de construction. Les éléments clés pour caractériser une crue comprennent le débit maximal, appelé débit de crue, qui représente le niveau le plus élevé du flux observé pendant l'inondation ; la quantité totale d'eau écoulee lors de l'événement, c'est-à-dire le volume d'eau ; et enfin la durée associée à l'élévation et à la baisse du niveau de l'eau, ainsi que la période pendant laquelle les débits restent élevés.

#### III.5.1 Evaluation des débits maximums des crues

➤ Formule de MALLET-GAUTHIER :

D'après une étude menée par Franco et Rodier en 1969, un grand nombre de crues à travers le monde ont été regroupées dans un graphique  $\log Q = f(\log A)$ . Leur observation a révélé que dans des zones géographiques relativement uniformes, les points étaient alignés de manière plus ou moins cohérente. Ils ont ainsi formulé une équation générale sous la forme

$$Q_{max, p\%} = 2 \times K \times \log(1 + 20aP) \times \frac{S}{\sqrt{L}} \times \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \dots (III.37)$$

Avec :

K : constante dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 1-3, on prend(K=2.6)

P : Précipitation moyenne annuelle en m

a: coefficient régional qui varie de 20 à 30, pour la grande Kabylie égal à 25.

S : Surface du bassin versant en Km<sup>2</sup>

L : Longueur du talweg principale en Km

T : Période de retour

➤ **Formule de Turraza**

Cette équation se distingue des autres équations impliquant les précipitations, car elle prend également en compte le temps de concentration (tc) du bassin, c'est-à-dire le temps nécessaire pour qu'une goutte d'eau tombée au point le plus amont du bassin atteigne l'exutoire. Voici comment cette formule est exprimée

$$Q_{max, p\%} = \frac{C * A * I_t}{3.6} \dots (III.37)$$

Avec :

S : Superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

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

I<sub>ct</sub> : Intensité des pluies pour une fréquence donnée [mm/h]

➤ **Formule De Sokolovsky**

Cette formule donne le débit maximum (Q<sub>max</sub>) en fonction de la superficie du bassin versant et la pluie annuell

$$Q_{max, p\%} = n * m * P * A \dots (III.38)$$

Avec :

Q<sub>max</sub> : Débits maximum en (m<sup>3</sup>/s)

n : Paramètre dépend de la nature du bassin versant et la perméabilité du sol du bassin (Tableau I.1)

m : Paramètre dépend de la superficie du bassin versant (Tableau I.2).

P̄ : Pluie moyenne interannuelle en (mm)

A : superficie du bassin versant en (km<sup>2</sup>)

**TableauIII. 27:** Valeur du paramètre n en fonction de la morphologie et la perméabilité du sol du bassin

Nature du bassin versant	Sol très perméables	Sol à perméabilité moyenne	Sol peu perméable	Sol imperméable
Plaine	0.03	0.005	-	-
Collines	0.035	<b>0.07</b>	0.125	
Moyenne montagne	0.04-0.055	-	-	-
Grande montagne	0.06-0.08	0.16-0.21	0.36-0.6	0.6-0.8

**TableauIII. 28 :**Paramètre m en fonction de la superficie du bassin versant (TOUAIBIA, 2004)

S (km <sup>2</sup> )	1	10	20	50	100	200	500	1000	2500
m	10.00	9.50	9	7.95	7.40	6.87	5.9	4.7	1

➤ **Formule de Giandotti**

La méthode de Giandotti repose sur les lois de ruissellement en tenant compte des caractéristiques morphométriques du bassin versant ainsi que du temps de concentration. Cette formule fournit des résultats satisfaisants, en particulier pour les bassins versants de type montagneux (Bennis, 2004).

$$Q_{max} (\%) = \frac{170A(H_{moy} - H_{min})^{\frac{1}{2}}}{4S^2 + 1.5L} P_{tc} \dots \dots \dots (III.39)$$

$Q_{max} (\%)$  : Débit fréquentiel maximum en m<sup>3</sup>/s dont la fréquence est la même que celle de la pluie de courte durée  $P_{tc}$  (en m).

A : L'air du bassin versant en Km<sup>2</sup>.

L : Longueur du cours d'eau principale.

$H_{moy}$  : Altitudes moyennes en m.

$H_{min}$  : Altitude minimales en m

**Tableau III.28:** les fréquences et intensité de période de retour

Fréquence (%)	Pluie max jour en (mm)	PCT	IO
tc		3.21	3.21
0.01	273	117.28	36.53
0.1	222	95.37	29.71
1	171	73.46	22.88
2	156	67.01	20.88
5	135	57.99	18.07
10	119	51.12	15.93
20	103	46.82	13.78

### ➤ Gradex

La méthode du Gradex est une approche probabiliste qui repose sur l'analyse des séries de précipitations d'un bassin versant et des séries de débits d'un bassin voisin. Développée par Guillot et Duband en 1967, elle permet de calculer les débits maximaux dans les cours d'eau non jaugés pour des périodes de retour allant de 100 à 10 000 ans. Cette méthode exige une répartition relativement homogène des pluies dans le bassin et s'applique aux bassins d'une superficie inférieure à 5000 km<sup>2</sup> (Guillot, 1980).

#### ● Principe de la méthode

Le principe de la méthode du Gradex repose sur le fait que la loi de probabilité des débits maximaux tend à devenir asymptotique au comportement des pluies maximales journalières à partir de la crue correspondant à une période de retour décennale

(Guillot, 1980). Ce principe s'appuie sur la tendance à la stabilisation de la capacité de rétention des bassins versants, qui devient constante à partir de ce débit décennal

(Guillot & Duband, 1967).

La méthode du Gradex est basée sur l'analyse fréquentielle des précipitations maximales journalières. Elle utilise le gradient des valeurs extrêmes, appelé « Gradex ». Dans les régions à climat similaire, ce paramètre est considéré comme constant ou variant légèrement (Guillot, 1980).

### ● Hypothèses de la méthode

#### 1. Hypothèse 01

La distribution des précipitations sur le bassin, sur un intervalle de temps pertinent, décroît exponentiellement et peut être modélisée par une loi de Gumbel ou exponentielle, En fonction du type d'échantillonnage employé. La pente de la fonction de répartition des précipitations par rapport au logarithme de la période de retour est définie comme le GRADEX, qui correspond à l'échelle de cette distribution.

#### 2. Hypothèse 02

Le déficit d'écoulement, la différence entre le volume d'eau précipité et celui écoulé à l'exutoire, n'augmente plus au-delà d'une certaine quantité de pluie. Autrement dit, à partir d'un certain niveau de structuration du bassin, la distribution du déficit d'écoulement ne dépend plus de la quantité de pluie ou de débit. Cela se traduit graphiquement par un parallélisme entre les fonctions de répartition des précipitations et des écoulements, avec un point pivot généralement situé pour une période de retour entre 10 et 50 ans

#### 3. Hypothèse 03

Quel que soit le retour ou la durée, le débit de pointe de crue peut être calculé à partir du volume écoulé en utilisant un coefficient multiplicatif moyen caractéristique du bassin, appelé coefficient de forme ou coefficient d'affinité. Ce coefficient peut être estimé à partir des hydrogrammes des crues enregistrées (Guillot & Duband, 1967).

### ● Étapes de la méthode

1. Déterminer le Gradex 'a' : Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Gumbel en utilisant le logiciel HYFFRAN ( $P_{j,max} (mm) = a \cdot \mu + b$ , où  $\mu$  représente la variable réduite de Gumbel).

2. Détermination du débit décennal

3. Convertir le débit décennal en lame d'eau on utilise l'équation pour convertir le débit décennal (m<sup>3</sup>/s) en lame d'eau (mm).

$$R \text{ (mm)} = Q * 3,6 * n \text{ (heures)} / S \text{ (km}^2) \dots\dots\dots\text{(III.40)}$$

n est la moyenne des temps de base des hydrogrammes de crues observées

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

$$Q_{\mu\%} = a. \mu + b' \dots\dots\dots\text{(III.41)}$$

Avec :

✓  $B' = Q_{10 \text{ ans}} - \text{Gradex} * \mu \text{ (T=10 ans)}$ .

on détermine le débit pour chaque périodes de retour qui donner par une lame d'eau

✓ Convertir les débits en m<sup>3</sup>/s par la formule suivante

▪  $Q \text{ (m}^3/\text{s)} = Q \text{ (mm)} * S \text{ (km}^2) / 3,6 * n \text{ (h)} \dots\dots\dots\text{(III.42)}$

✓ Calculer les débits de point de période de retour par les formules suivante :

○  $Q_p \text{ (m}^3/\text{s)} = Q \text{ (m}^3/\text{s)} * P$

✓ Avec le coefficient de pointe  $P = Q_{\text{max}} / Q_{\text{moy}}$

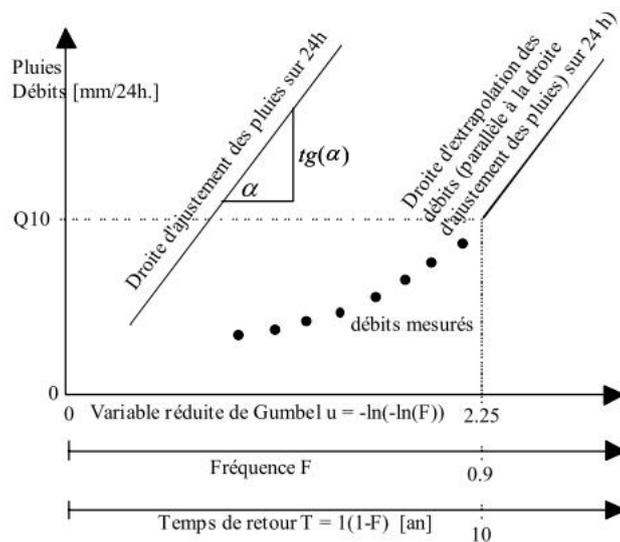


Figure III.15: Ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits

● Application de la méthode de Gradex

D'après l'HYFRAN, l'équation de la droite de Gumbel est

est :  $P = 18 * \mu + 65$

Donc :  $a=23\text{mm}$  et  $b=68$

Pour le temps de base on choisit après les observations  $n=24$  heures.

L'ajustement de la série des débits de la station du barrage tasksebt :

$$Q_{10\text{ ans}} = 1100 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{10\text{ ans}}(\text{Azzefoun}) = Q_{10\text{ ans}} * S_{\text{azzefoun}} / S_{\text{tasksebt}}$$

$$= 1100 * (448 / 226)$$

$$Q_{10\text{ ans}}(\text{Azzefoun}) = \mathbf{2180.53 \text{ m}^3/\text{s}}$$

$$R_{10\text{ ans}}(\text{mm}) = Q_{10\text{ ans}}(\text{m}^3/\text{s}) * 3,6 * n(\text{heures}) / S(\text{km}^2)$$

$$= 2180.53 * 3,6 * 24 / 226 = \mathbf{833 \text{ mm}}$$

Maintenant on essaye de calculer le débit de 100 ans; avant on doit avoir l'équation de la droite de pente égale au gradex de la pluie

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

$a$  : le gradex  $a=23 \text{ mm}$ .

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

$$b' = Q_{10\text{ ans}} - a \cdot \mu(T=10\text{ ans}) \text{ avec } F=1-1/10=0,9 \rightarrow \mu = 2,25$$

$$b' = 781.25$$

$$Q_{\mu\%} = 23\mu + 781.2$$

**Tableau III. 29** Débits maximaux de crue pour différentes formules

Formule		Mallet – Gauthier	Sokolovsk y	Turraz a	Giandot ti	Grade x
frequence %	periode de retour					
10	10	474.97	626.2	499.87	956.8	833
5	20	572.94	735.8	623.79	1085.4	849.56
2	50	681.16	880.2	786.36	1254.2	870.95
1	100	752.76	990.4	933.80	1374.8	887.05
0.1	1000	952.73	1337.9	1305.5 6	1784.9	939.95

● Interpretation

On choisit la plus grande valeur qui est celle de Giandotti de  $Q_{1000}=1784.9\text{m}^3/\text{s}$  car elle représente le plus grand riques

## III.5.2 Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de la crue est un élément essentiel de la crue, fournissant des données essentielles telles que le volume total de la crue, la durée totale de la crue et le débit maximal atteint pendant la crue (débit de crue). Cet hydrogramme est élaboré en utilisant la méthode de Sokolovski, qui consiste à diviser l'hydrogramme en deux parties asymétriques : la première partie est calculée en fonction du temps de montée, et la seconde à partir du temps de décrue.

a. Pour la montée :

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m}\right)^n \dots\dots\dots(III.42)$$

b. Pour la décrue :

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t_d-t}{t_d}\right)^m \dots\dots\dots(III.42)$$

Avec :

$t_m, t_d$  : temps de montée et de décrue.

$m, n$  : puissances des paraboles pour les bassins de petites gabarits  $m=3$  et  $n=2$ .

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

- $t_m = t_c$  , avec  $t_c$  est le temps de concentration du bassin versant (heures).
- $t_d = \delta \cdot t_m = 2.5 t_m$  .

Où

$\delta$  : coefficient de forme de l'hydro-gramme de crue.

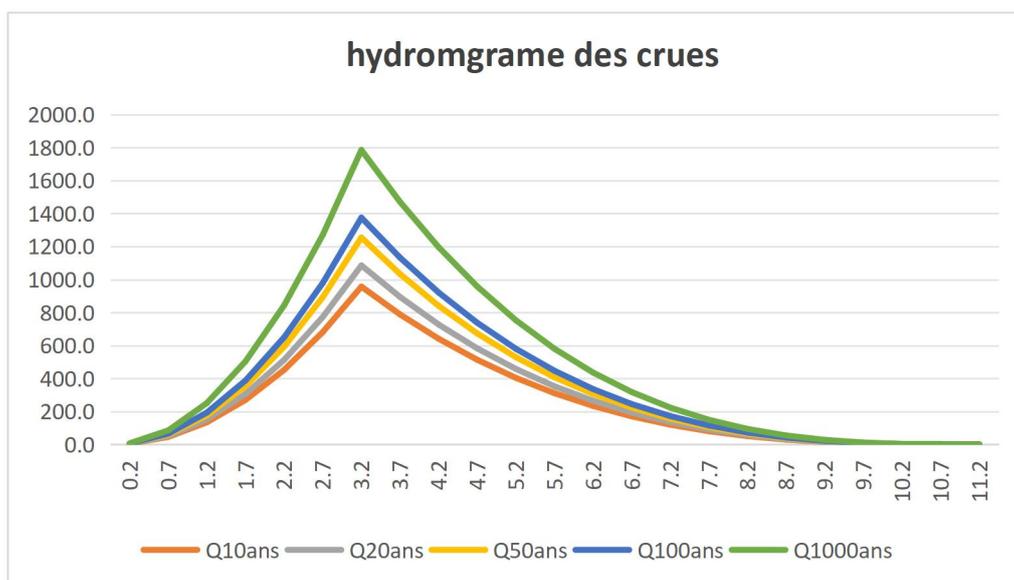
On prend  $\delta=2,5$

$t_d = 2.5 * 3.21 = 8$  heures

Le tableau de crues pour différentes périodes de retour est le suivant

**Tableau III.30:** hydrogramme de crue pour différents période de retour

HEURE	Q10ans	Q20ans	Q50ans	Q100ans	Q1000ans
0.2	3.7	4.2	4.9	5.4	7.0
0.7	45.8	51.9	60.0	65.8	85.4
1.2	134.6	152.6	176.4	193.3	251.0
1.7	270.0	306.3	354.0	388.0	503.7
2.2	452.2	513.0	592.8	649.8	843.6
2.7	681.2	772.7	892.9	978.7	1270.7
3.2	956.8	1085.4	1254.2	1374.8	1784.9
3.7	148.58	168.55	194.76	213.49	277.17
4.2	102.54	116.32	134.41	147.34	191.29
4.7	67.16	76.18	88.03	96.50	125.28
5.2	41.02	46.54	53.77	58.94	76.53
5.7	22.74	25.79	29.80	32.67	42.42
6.2	10.90	12.36	14.29	15.66	20.33
6.7	4.11	4.66	5.38	5.90	7.66
7.2	0.96	1.09	1.25	1.37	1.78
7.7	0.05	0.06	0.07	0.07	0.09
8	0	0.00	0.00	0.00	0.00



**Figure III.16:** hydrogramme de crues pour différents période de retour

**III.5.2 Choix de la crue de projet du barrage de Sidi Khelifa**

Le débit de conception est le débit maximal que la structure doit évacuer pour une probabilité spécifique. C'est surtout l'importance de l'ouvrage à construire, les conséquences en aval et les considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement qui déterminent le choix de cette crue.

Il est important de souligner qu'une petite submersion d'un barrage en terre peut provoquer sa rupture complète, alors que les barrages en béton peuvent être réparés après le passage d'une crue significative. Afin de mesurer la taille du projet, il existe deux méthodes différentes.

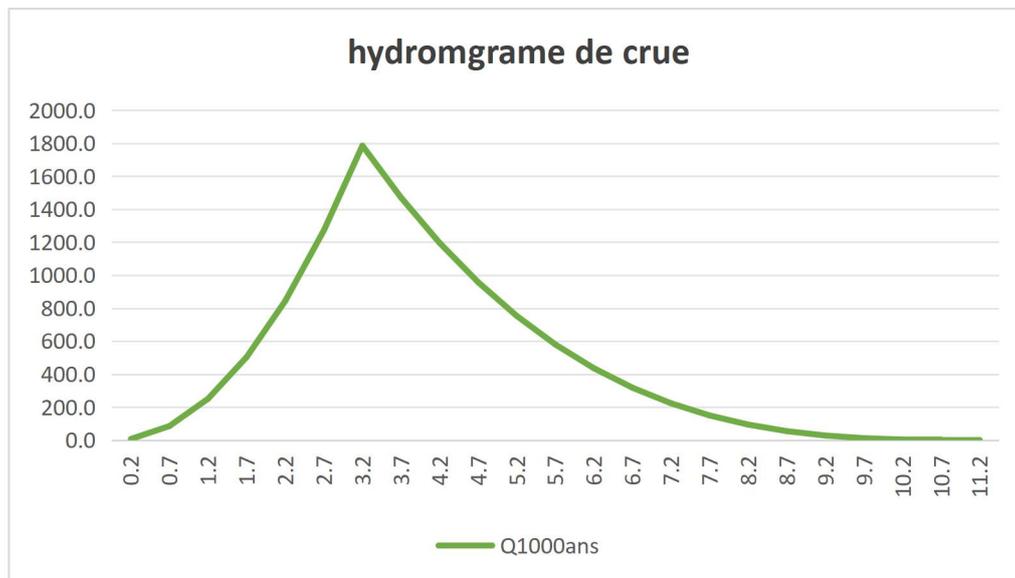
- L'approche déterministe, qui se base sur l'observation et l'historique.
- L'approche probabiliste, qui repose sur les statistiques.

La précision entre le débit et la fréquence dépend essentiellement de la qualité et de la quantité des données. Une bonne estimation est également cruciale.

**Tableau III. 31** :Crue de projet recommandée

<b>Catégories des dommages</b>	<b>Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle</b>
Elevés : - Perte de vie -Dommages considérable	1/100000 à 1/10000
Importants : -Pas de pertes de vie -Dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles ; -Pas de perte de vie -Dommages légères	1/1000 à 1/100

Pour récapituler, il est primordial de trouver un juste équilibre entre les aspects économiques liés à la construction et les dangers de crues en aval. Dans ce contexte, il existe un risque de pertes de vies humaines, le potentiel de dommages matériels en cas de rupture du barrage est faible aussi. Par conséquent, nous avons retenu une période de retour de 1000 ans. Ainsi, le débit de conception est fixé à  $Q = 1784.9 \text{ m}^3/\text{s}$ .



**Figure III.17:** hydrogramme de crues pour une période de retour de  $Q_{1000\text{ans}}$

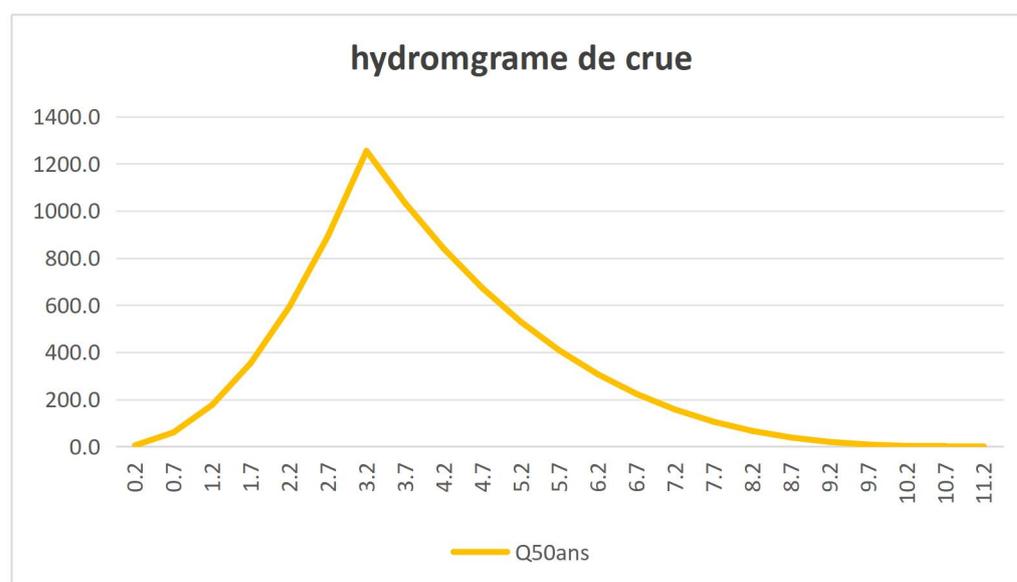
### III.5.3 Choix de la crue de chantier du barrage de Sidi Khelifa

Une crue est une période du cours d'eau qui se caractérise par des débits et des niveaux d'eau élevés, souvent causés par la fonte des neiges ou par des précipitations abondantes. Il est essentiel de déterminer le niveau de protection contre les crues accordé au projet lors de la dimensionnement d'une structure de dérivation, une décision qui est influencée par le niveau de risque acceptable. Si ce seuil est dépassé, il est probable que des dégâts soient inévitables, surtout pendant la phase de construction, avec des conséquences importantes sur les dépenses, la durée de construction et la durée de vie de l'aménagement.

En cas d'estimation erronée du débit maximal, la structure de dérivation pourrait être détruite, tandis qu'une surestimation entraînerait des coûts de construction excessifs. Chaque structure a une fréquence de débit maximale qui varie en fonction de son importance et du niveau de sécurité nécessaire. Un batardeau assure la protection

contre les crues, la structure de dérivation n'étant dimensionnée qu'à une fraction du débit de pointe de la crue.

Même si les barrages en remblais sont généralement conçus pour faire face à des crues avec une période de retour de cinquante à cent ans, en Algérie, les ouvrages de dérivation sont souvent conçus pour des crues avec une période de retour de 50 à 100 ans.



**Figure III.18:** hydrogramme de crues pour une période de retour de Q50ans

### III.5 Apports solides et estimation du volume mort du bassin versant

Il est crucial d'évaluer l'envasement, ou la tranche morte, afin de dimensionner l'ouvrage de manière optimale et garantir son bon fonctionnement. Ceci offre aussi la possibilité d'évaluer sa durée de vie et de définir de façon rationnelle les modalités de gestion et d'exploitation.

Le transport des sédiments dans le cours d'eau est la phase suivante de l'érosion. Les matériaux arrachés du sol et transportés par l'écoulement ont une dynamique qui est principalement influencée par la vitesse de l'écoulement et la granulométrie. L'énergie requise pour ce transport est générée par la diminution de la charge de l'eau. De

l'amont à l'aval, cette vitesse de déplacement fluctue tout au long du profil du cours d'eau.

Le charriage et la suspension sont fortement influencés par la taille des matériaux en fonction de la vitesse de l'eau et de l'agitation de l'écoulement. À n'importe quel endroit d'un affluent, le débit solide est influencé par les conditions hydrologiques de la zone inférieure.

Si l'on ne dispose pas de mesures directes du transport solide, il faut utiliser des méthodes empiriques.

### III.5.1 Estimation du transport solide du bassin versant

#### ● Formule de Tixeront (1960)

Cette formule tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit :

$$T_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \dots \dots \dots (III.43)$$

Avec :

$T_s$  : Le transport solide en (t/km<sup>2</sup> /an).

$L_e$  : La lame écoulée en (mm).

Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant,  $\alpha = 350$  (pour les bassins de moyenne à faible perméabilité)

AN :

$$T_s = 350 \cdot 878^{0.15} \Rightarrow T_s = 967.37 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

**Tableau III. 34** :Déférentes valeurs de «  $\alpha$  »

Variation de perméabilité	$\alpha$
Elevée	8.5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	14000
Imperméable	32000

- Formule de Fournier

Le transport solide est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$E_s = \frac{1}{36} \times \left(\frac{P_m}{P_a}\right)^{2.65} \times \left(\frac{h}{S}\right)^{0.46} \dots\dots(III.44)$$

Avec :

Es : Taux d'abrasion en (t/Km<sup>2</sup> /an).

Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux.

Pa: Pluie moyenne annuelle.

h= 45%(Hmax - Hmin) [m].

S: Surface du bassin versant.

AN:

h= 680.4 m , Pm=180.8 mm , Pa=1030.8 mm

D'où :

$$E_s = 438.65 \text{ t/Km}^2/\text{an}$$

- Formule de Gravellovic :

$$T_s = 3.141664 \times P_a \times \left[0.1 + \left(\frac{T_a}{10}\right)^{0.5}\right] \times Z^{3/2} \times \frac{P_{0.5} \times H_{moy}}{(L+10) \times 0.2} \dots\dots(III.45)$$

Cette formule dépend de plusieurs paramètres et elle est très recommandée en Algérie.

Avec :

Ts : Taux de transport solide en t/km<sup>2</sup>/an.

Pa : Pluie moyenne annuelle en mm, (Pa = 1030.8 mm).

Ta : Température moyenne du Bassin versant, Ta = 14°C.

Z : d'érodibilité (elle varie entre 1.5 pour une érosion élevée, et 0.2 pour une faible érosion), dans notre cas Z = 0.50.

P : Périmètre du bassin versant en Km, (P= 82 km).

L : longueur du thalweg principale en km, (L = 33 km).

H<sub>moy</sub> : Altitude moyenne du bassin versant en m, (H<sub>moy</sub> = 637 m).

AN :

$$T_s = 979.37 \text{ t/km}^2/\text{an.}$$

Tableau III. 35: Récapitulation de l'apport solide.

Formules	L'apport solide (t/km <sup>2</sup> /an)
Tixeront	967.37
Fournier	438.65
Gravillovic	979.37

- Conclusion

D'après les résultats obtenus, il est important de choisir la formule qui représente la valeur la plus grande pour garantir la sécurité de l'ouvrage. Par conséquent, la formule de Gravillovic est retenue car elle présente la valeur la plus élevée, estimée à :

$$T_s = 979.37 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

En choisissant cette valeur, nous nous assurons de prendre en compte le scénario le plus défavorable, ce qui permet de mieux sécuriser l'infrastructure contre les risques potentiels.

### II.5.2 Estimation du débit solide

Le débit solide est calculé par la formule suivante :

$$Q_s = T_s \times S \dots \dots \dots (III.46)$$

Avec :

$Q_s$  : débit solide en tn/an.

$T_s$  : transport solide en tn/km<sup>2</sup>/an.

$S$  : Surface du bassin versant en Km<sup>2</sup> ;  $S = 226 \text{ km}^2$

AN :

$$Q_s = 979.37 * 226 = 221337.62 \text{ tn/an}$$

### III.5.3 Calcul du volume mort

Le fond de la retenue est occupé par un volume de sédiments, résultant du transport solide et de l'érosion, provoquant ainsi l'envasement des barrages à long terme. C'est à cette profondeur, appelée Niveau du Volume Mort, que l'évacuateur de fond est positionné pour éliminer les dépôts de vase

Le volume mort est calculé en utilisant des formules empiriques :

➤ **Formule de TIXERONT :**

Le volume mort est estimé par :

$$Vm = (1,05 \div 1,10) \times \frac{Q_s \times T}{\tau} \dots \dots \dots (III.47)$$

Avec :

$Q_s$  : Le débit solide en  $t/an$ , ( $Q_s = 221337.62 \text{ t/an}$ )

$T$  : Temps de fonctionnement du barrage en an, ( $T = 50 \text{ ans}$ )

$\tau$  : Poids spécifique des sédiments ( $\tau = 1.4 \text{ t/m}^3$ )

AN :

$$V_m = 830016.075 \text{ m}^3$$

➤ **Méthode liée à l'érosion spécifique :**

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$Vm = \frac{S * T * m * Es}{\tau} \dots \dots \dots (III.48)$$

Avec :

$Es$  : Erosion spécifique en  $t/km^2/an$ , ( $Es = 979.37 \text{ t/km}^2/an$ ).

$T$  : Temps de fonctionnement du barrage en an, ( $T = 50 \text{ ans}$ ).

$\tau$  : Poids spécifique des sédiments ( $\tau = 1.4 \text{ t/m}^3$ ).

$S$  : Surface du bassin versant, ( $S = 226 \text{ Km}^2$ ).

$m$  : pourcentage d'alluvions restant dans la cuvette,  $m = 1$ .

AN :

$$V_m = 7904915 \text{ m}^3$$

Tableau III. 36: Récapitulation de calcul du volume mort

Formules	Volume mort Mm <sup>3</sup>
Formule de TIXERONT	8.30
Méthode liée à l'érosion spécifique	7.90

Les méthodes empiriques utilisées dans l'étude hydrologique sont la formule de TIXERONT et la formule de FOURNIER. Selon les résultats obtenus, une valeur du volume mort équivalente est choisie. à **8.3Mm<sup>3</sup>** pour un délai de service du barrage de 50ans

### III.6 Etude de la régularisation de la retenue

L'objectif de l'étude de la régularisation est de déterminer les dimensions idéales des structures et de gérer leur gestion.

De façon logique, la capacité de la retenue. Le but principal est de satisfaire les exigences. lors de l'irrigation, en réduisant au minimum les risques de défaillance éventuelle :

$$\Delta V = \frac{(S_i + S_{i+1})}{2} (H_{i+1} - H_i) \dots \dots \dots (III.47)$$

Les informations essentielles requises pour cette étude sont réparties en trois catégories :

1. L'analyse des relevés a permis d'obtenir la courbe hauteur-capacité de la retenue. Le relief de la zone d'implantation.
2. Les résultats des recherches hydrologiques, y compris les répartitions mensuelles. des contributions (A80% Hm<sup>3</sup>), de l'évaporation et, si nécessaire, d'autres pertes.
4. Les besoins en eau des utilisateurs potentiels, exprimées à l'échelle mensuelle (U80% Hm<sup>3</sup>)

Tableau III. 36 :Caractéristiques topographiques et volumétriques de la retenue.

Hauteur (m)	Cote (m)	Surface( km2)	deltah(m)	delta v (m)	V(Mm3)
0	24	0		0	0
2	26	0.07	2	0.14	0.14
4	28	0.11	2	0.22	0.36
6	30	0.22	2	0.44	0.8
8	32	0.28	2	0.56	1.36
10	34	0.45	2	0.9	2.26
12	36	0.53	2	1.06	3.32
14	38	0.61	2	1.22	4.54
16	40	0.91	2	1.82	6.36
18	42	0.98	2	1.96	8.32
20	44	1.15	2	2.3	10.62
22	46	1.24	2	2.48	13.1
24	48	1.35	2	2.7	15.8
26	50	1.5	2	3	18.8
28	52	1.57	2	3.14	21.94
30	54	1.71	2	3.42	25.36
32	56	1.79	2	3.58	28.94
34	58	1.88	2	3.76	32.7
36	60	2.1	2	4.2	36.9
38	62	2.1	2	4.2	41.1
40	64	2.22	2	4.44	45.54
42	66	2.32	2	4.64	50.18
44	68	2.43	2	4.86	55.04
46	70	2.48	2	4.96	60

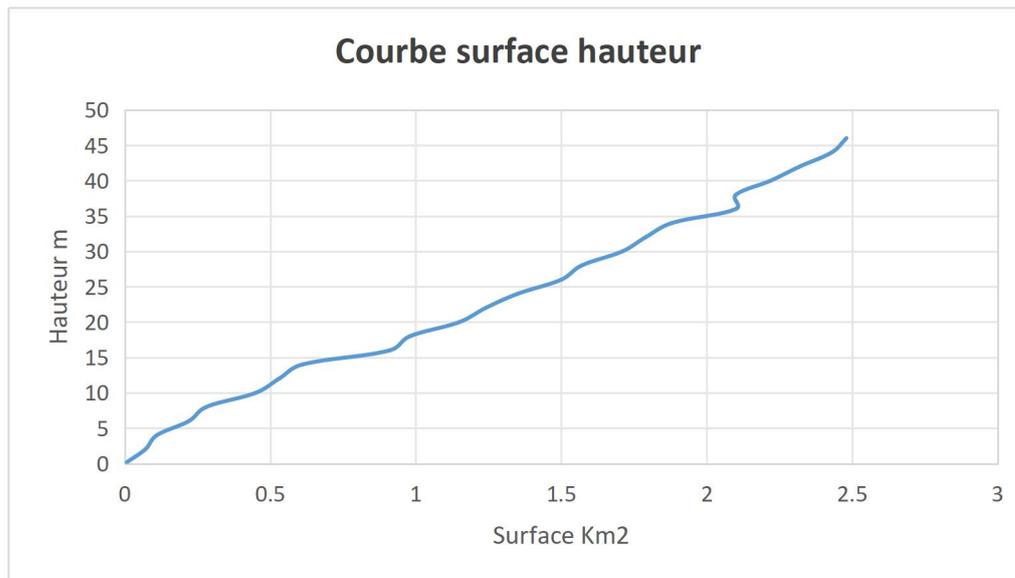


Figure III. 19: Courbe Surface –hauteur.

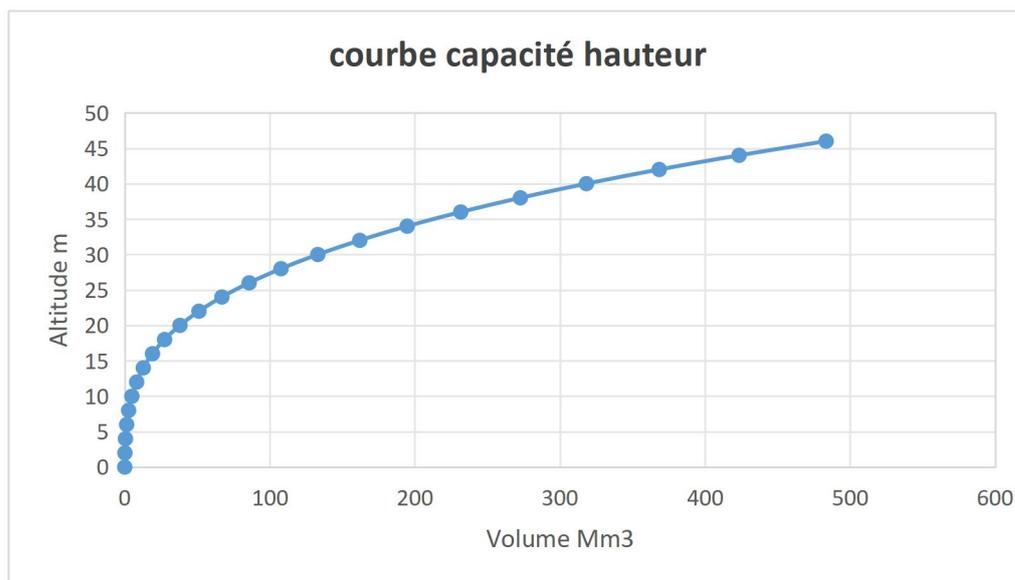


Figure III. 21: Courbe capacité –hauteur.

### III.6.2 Répartition mensuelle des besoins en eau

Le climat, la nature du sol, les types de cultures, les rotations culturales, les systèmes d'irrigation, la population et les équipements sont des facteurs qui influencent les besoins en irrigation et en approvisionnement en eau potable. L'estimation de la demande en eau est réalisée chaque mois.

**Tableau III. 38:** La répartition mensuelle des besoins en eau AEP+Irrigation.

Source APD

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
AEP	4.55	3.28	2.5	2.4	2.4	2.4	2.46	3.3	3.7	4.2	4.5	5
Irrigation	3.64	1	0	0	0	0	0.42	1.2	3	3.4	4	4
TOTAL	8.19	4.28	2.5	2.4	2.4	2.4	2.88	4.5	6.7	7.6	8.5	9

### III.6.3 Calcul du Volume Normal

La quantité d'eau exploitable d'un barrage, qui correspond au niveau normal de la retenue (NNR), est le volume utilisable d'un barrage. On peut calculer ce volume en ajoutant le volume utile, le volume perdu et les pertes (infiltration).

$$V_{\text{NNR}} = V_m + V_u + \text{pertes} \dots \dots \dots \text{(III.48)}$$

Pour déterminer le volume utile du barrage, les éléments nécessaires sont :

1. L'apport annuel A80%.
2. La consommation totale.
3. Le volume mort du barrage.
4. Le calcul de la régularisation, effectué en utilisant la méthode du bilan d'eau.

Le Bilan d'Eau :

On utilise cette méthode en superposant les hydrogrammes d'écoulement et de consommation sur un même graphique. On peut utiliser deux méthodes de régularisation pour déterminer le volume de la réserve utile :

1. Modification saisonnière : Quand les contributions dépassent la demande. Elle se divise en deux étapes :
  - Ajustement saisonnier sans prendre en considération les pertes.
  - Ajustement saisonnier en prenant en considération les pertes.
2. Régularisation annuelle : Quand les contributions sont inférieures à la consommation.

## Étapes de Calcul

Identifier la période de bonne hydraulité.

2. Identifier les périodes de surplus et de déficit dans un cycle hydrologique.
3. Estimation des quantités supplémentaires et négatives ( $V_s$  et  $V_d$ ).
4. Analyser le mode de fonctionnement de la retenue et déterminer le volume utile.
5. Calcul du volume à éliminer ( $S$ ).

Note : Pour déterminer le type de fonctionnement de la retenue, il est nécessaire de suivre deux instructions d'exploitation :

- a. Instructions d'exploitation initiales : Remplir le barrage jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR) pendant les périodes de crues, puis restituer l'excédent d'eau. L'évacuateur de surface est responsable de la gestion du débordement de l'excès d'eau. Le niveau initial de remplissage est établi et le niveau final de remplissage est déterminé pour chaque mois, en prenant en compte à la fois le niveau de remplissage initial (NNR) et le niveau de volume mort (NVM) qu'il ne faut pas dépasser.
- b. Deuxième instruction d'utilisation : Avoir l'évacuateur de fond à vide pour effectuer des évacuations.

### III.6.3.1 Régularisation Saisonnière sans Tenir Compte des Perte

On détermine le volume utile du barrage.

$$V_{NNR} = V_u + V_m \dots\dots\dots(III.49)$$

Les tableaux de calcul détaillant les valeurs des différents volumes et des pertes sont présentés pour chaque mois de l'année, permettant de vérifier le fonctionnement et l'efficacité de la retenue dans différentes conditions hydrologiques.

Tableau III. 39: Détermination du volume utile du barrage.

Moins	A80% [Mm <sup>3</sup> ]	U 80% [Mm <sup>3</sup> ]	A-U [M3]	V [Mm3]
O	8.14	4.28	3.86	161.12
N	12.74	2.5	10.24	
D	30.15	2.4	27.75	
J	35.2	2.4	32.8	
F	36.41	2.4	34.01	
M	26.68	2.88	23.8	
A	25.68	4.5	21.18	
M	14.18	6.7	7.48	
J	0.01	7.6	-7.59	-30.47
J	0.3	8.5	-8.2	
A	0.01	9	-8.99	
S	2.5	8.19	-5.69	

$V_s = 161.12 \text{ Mm}^3$ .

$V_d = 30.47 \text{ Mm}^3$ .

Donc : le barrage fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$  alors on prend  $V_u = V_d$ .

$V_u = V_d = 30.47 \text{ Mm}^3$ .

Le volume de la retenue normale sera :

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

N :

$$V_{NNR} = V_m + V_u = 8.3 + 30.47 = 38.77 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NNR} = 39.76 \text{ Mm}^3$$

Avec :

$V_{ri}$  : volume de remplissage initial ;

$A$  : apport annuel de  $P = 80\%$ . ( $A_{80\%}$ )

$U$  : consommation de  $P = 80\%$  ( $U_{20\%}$ )

$V_{rf}$  : volume de remplissage final ;

$$V_{rf} = V_{ri} + (A - U) \dots\dots\dots(\text{III.50})$$

mois	W	U	W-U	1ère consigne			2ère consigne		
				Vrf	Vri		Vrf	Vri	
oct	8.14	4.28	3.86	12.16	12.16		4.44	8.3	3.86
nov	12.74	2.5	10.24	22.4	22.4		-2.3	8.3	10.6
dec	30.15	2.4	27.75	50.15	38.77	11.38	-19.45	8.3	27.75
janv	35.2	2.4	32.8	71.57	38.77	32.8	-24.5	8.3	32.8
févr	36.41	2.4	34.01	72.78	38.77	34.01	-25.71	8.3	34.01
mars	26.68	2.88	23.8	62.57	38.77	23.8	10.11	10.11	
avr	25.68	4.5	21.18	59.95	38.77	21.18	31.29	31.29	
mai	14.18	6.7	7.48	46.25	38.77	7.48	38.77	38.77	
juin	0.01	7.6	-7.59	31.18	31.18		31.18	31.18	
juill	0.3	8.5	-8.2	22.98	22.98		22.98	22.98	
aout	0.01	9	-8.99	13.99	13.99		13.99	13.99	
Sep	2.5	8.19	-5.69	8.30	8.30		8.3	8.3	
						130.7			130.7

Tableau III. 40 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm3)

### III.6.3 Calcul du Volume Normal avec Pertes

Calcul des Pertes de Charge par Évaporation et Infiltration

- Pertes par Évaporation

Le volume perdu à cause de l'évaporation est calculé en utilisant la formule suivante :

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

Où :

- $V_{ep}$  est le volume perdu à cause de l'évaporation.
- $S_{moy}$  la surface moyenne du plan d'eau correspondant au volume moyen
- $E_s$  est l'évaporation mensuelle (en millimètres). la surface moyenne du plan

Le volume moyen  $V_{moy}$  est calculé comme suit :

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \dots \dots \dots (III.52)$$

Où :

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

- Pertes par Infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf, mens} = \delta \times V_{moy} / 100 \dots \dots \dots (III.53)$$

Où :

- $V_{inf, mens}$  est le volume perdu à cause de l'infiltration.
- $V_{moy}$  est le volume moyen.
- $\delta$  est un coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.
- $V_{rf}$  : volume de remplissage final.
- $V_{ri}$  : volume de remplissage initial.
- $P$  : pertes totales (pertes évaporations + pertes infiltration).

Ces formules permettent de quantifier les pertes d'eau dues à l'évaporation et à l'infiltration, essentielles pour la gestion et la planification de l'eau dans un barrage

**Tableau III. 41 :** Valeurs du coefficient  $\delta$ .

Nature	Hauteur d'infiltration annuelle cm	% du volume	
		Année	Mois
Faiblement perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Moyenne perméabilité	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

Pour notre sol, qui est faible de perméabilité en opte pour un  $\delta = 0.5$

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau ci-après. :

**Tableau III. 42:** Détermination du volume utile du barrage avec pertes.

Moins	A80% [Mm <sup>3</sup> ]	U 80% [Mm <sup>3</sup> ]	P [M3]	A-(U+P) [M3]	V [Mm3]
O	8.14	4.28	0.219	3.641	157.765
N	12.74	2.5	0.324	9.916	
D	30.15	2.4	0.417	27.333	
J	35.2	2.4	0.43	32.37	
F	36.41	2.4	0.445	33.565	
M	26.68	2.88	0.488	23.312	
A	25.68	4.5	0.523	20.657	
M	14.18	6.7	0.509	6.971	
J	0.01	7.6	0.5	-8.09	-31.91
J	0.3	8.5	0.5	-8.7	
A	0.01	9	0.24	-9.23	
S	2.5	8.19	0.2	-5.89	

Du tableau suivant, il ressort :

$$V_s = 157.765 \text{ Mm}^3 .$$

$$V_d = 31.91 \text{ Mm}^3 .$$

Donc : le barrage fonctionne à un seul temps

$V_s > V_d$  alors on prend  $V_u' = V_d$

$$V_u' = V_d = 31.91 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u' + V_m \dots \dots \dots (III.54)$$

AN :

$$V_{NNR} = V_m + V_u' = 7,71 + 31.91 = 40.21 \text{ Mm}^3 .$$

$$\mathbf{V_{NNR} = 40.21 \text{ Mm}^3}$$

mois	A	U	A-(U+P)	1ère consigne			2ère consigne		
				Vrf	Vri		Vrf	Vri	
oct	8.14	4.28	3.64	11.941	11.941		4.66	8.3	3.66
nov	12.74	2.5	9.92	21.857	21.857		-1.62	8.3	9.916
dec	30.15	2.4	27.33	49.19	38.77	10.42	-19.03	8.3	27.333
janv	35.2	2.4	32.37	71.14	38.77	32.37	-24.07	8.3	32.37
févr	36.41	2.4	33.57	72.335	38.77	33.565	-25.265	8.3	33.565
mars	26.68	2.88	23.31	62.082	38.77	23.312	12.582	12.582	
avr	25.68	4.5	20.66	59.427	38.77	20.657	33.239	33.239	
mai	14.18	6.7	6.97	45.741	38.77	6.971	40.21	40.21	
juin	0.01	7.6	-8.09	30.68	30.68		32.12	32.12	
juill	0.3	8.5	-8.70	21.98	21.98		23.42	23.42	
aout	0.01	9	-9.23	12.75	12.75		14.19	14.19	
Sep	2.5	8.19	-5.89	6.86	6.86		8.3	8.3	
						127.3			127.4

Tableau III. 43 :Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en

L'erreur relative est donnée par :

$$E = (Vu' - Vu) / Vu \dots \dots \dots (III.55)$$

$$E = (31.91 - 30.47) / 30.47 = 4.72 \%$$

$$4.72 \% < 5\%$$

La condition est vérifiée.

Les résultats des volumes sont récapitulés dans le tableau suivant.

**Tableau III. 44** :Récapitulatif des résultats de calcul.

Désignation	Résultats
Volume mort $V_m$	8.3 Mm <sup>3</sup>
Volume utile $V_u$	31.91
Volume totale $V_{NNR}$	40.21
Cote $V_u$	45
Cote de NNR	50.12

### III.7 Laminage des Crues

L'objectif de l'étude du laminage de crue est de déterminer la taille idéale de l'évacuateur de crue. Grâce à la diminution des dimensions de cet évacuateur, on peut optimiser les dépenses du barrage tout en préservant la sécurité globale de la structure. En répartissant le volume de la crue dans le temps, le laminage permet de diminuer le débit de crue maximal.

**III.7.1 Principe de Laminage des Crues**

1. Le débit qui passe par l'évacuateur de crue, connu sous le nom de  $Q_e$ , est plus faible que celui à la pointe de la crue à l'entrée de la retenue,  $Q_c$ . La forme des hydrogrammes d'entrée et de sortie de la crue et la configuration de la partie supérieure du barrage influencent l'effet de laminage de crue. Le laminage de crue consiste à déterminer le maximum de  $Q_e$  à partir de  $Q_c$  max à chaque période de temps :

$$\text{Volume stocké} = \text{Volume entrant} - \text{Volume sortant}$$

2. Pour résoudre le bilan massique des flux entrants et sortants ainsi que du volume de stockage, l'étude de laminage de crue se base sur le principe de l'équation de continuité. On peut donner l'équation de continuité par :

$$\frac{dS}{dt} = I(t) - O(t) \dots\dots\dots(III.56)$$

Avec :

- I : débit entrant  $Q_E$  (Inflow).
- O : débit sortant  $Q_s$  (Outflow).
- S: stockage dans le réservoir.

Pour comprendre comment la variable S varie avec le temps, considérons les variations sur un court intervalle de temps t à t + Δt. Pendant cet intervalle, l'équation (III.56) se réécrit comme suit :

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

où les indices 1 et 2 font référence aux valeurs des variables aux instants t et t + Δt respectivement. Nous obtenons :

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

La résolution de cette équation consiste à déterminer  $O_1$  et  $O_2$ , étant donné que  $I_1$  et  $I_2$  sont connus. Ainsi, l'équation (III.58) peut être simplifiée comme suit :

$$2(S_2 - S_1) = (I_2 + I_1 - O_2 - O_1)\Delta t \dots\dots\dots(III.59)$$

Après une simple séparation des paramètres inconnus à gauche et des paramètres connus à droite de l'équation, nous obtenons :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} = I_2 + I_1 - 2 \frac{S_1}{\Delta t} - O_1 - O_2 \dots\dots\dots(III.60)$$

Il existe plusieurs méthodes permettant le calcul du laminage des crues. Parmi celles-ci, nous allons utiliser la méthode de Muskingum.

**III.7.2 Méthode de Muskingum pour le Laminage des Crues**

1. Tracer la Courbe Caractéristique

- La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique :

$$f(O) = 2S \Delta t + O \dots\dots\dots(III.61)$$

- On fixe la valeur de la largeur b et on fait varier la valeur de H entre un intervalle défini Hmin et Hmax.

Où

Hmin correspond au débit de sortie initial

Hmax correspond au débit maximal

Détermination de la surface (A) pour chaque valeur de (H)

À partir de la courbe « surface-hauteur », nous déterminons la surface A correspondante pour chaque valeur de H.

Calcul du volume stocké (S)

Le volume stocké S est calculé en utilisant la formule suivante :

$$S = A \times H \dots\dots\dots(III.62)$$

Calcul du débit sortant (O)

Le débit sortant Os est déterminé par la formule suivante :

$$Q_s = m \times b \times \sqrt{2g} \times H^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots(III.63)$$

Calcul de l'équation intermédiaire

Nous calculons ensuite l'expression :  $\frac{2S}{\Delta t} + O$

2. Tracé de l'hydrogramme de sortie

Pour tracer l'hydrogramme de sortie, nous suivons ces étapes :

1. Calculer la somme  $I_1 + I_2$  :

- $I_1$  : débit entrant à l'instant  $t_1$
- $I_2$  : débit entrant à l'instant  $t_2$

2. Calculer l'expression :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} = I_2 + I_1 2 \frac{S_{21}}{\Delta t} - O_1 - 2 O_1 \dots \dots \dots (III.64)$$

3. Déterminer le débit sortant ( $O$ ) à partir de la courbe caractéristique :

$$f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O \dots \dots \dots (III.65)$$

- Résultats des calculs pour le laminage de la crue de projet par la méthode de Muskingum

- À l'instant  $t_0$ , le débit sortant est  $Q_s = 0 \rightarrow H_{min} = 0m$ .

- La valeur maximale du débit entrant est  $Q_e = 1784.9m^3/s$ .

Le niveau correspondant est :

$$H_{max} = \left( \frac{1784.9}{0.49b\sqrt{2g}} \right)^{\frac{3}{2}} \dots \dots \dots (III.66)$$

- Modélisation des relations capacité-hauteur et surface-hauteur

1. La relation capacité-hauteur est exprimée par l'équation suivante :

$$H(m) = -0.0117V^2 + 1.3211V + 6.1244 \dots \dots \dots (III.67)$$

2. La relation surface-hauteur est représentée par l'équation linéaire suivante :

$$H_m = 17.25S + 1.5669 \dots \dots \dots (III.68)$$

**Tableau III. 45:** Détermination de la courbe caractéristique du barrage de Sidi Khelifa pour  $b=100m$ .

<b>b=100</b>					
<b>H (m)</b>	<b>Cote (NGA)</b>	<b>Q(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>A (Km<sup>2</sup>)</b>	<b>S(m<sup>3</sup>)</b>	<b>2S/ΔT+Q</b>
0	50.12	0.0	17.3	0	0.0
0.5	50.62	76.7	17.4	8688815	19385.2
1	51.12	217.0	17.4	17420880	38930.1
1.5	51.62	398.7	17.5	26196195	58612.5
2	52.12	613.9	17.5	35014760	78424.5
2.5	52.62	857.9	17.6	43876575	98361.4
3	53.12	1127.8	17.6	52781640	118420.3
3.5	53.62	1421.2	17.6	61729955	138598.9
4	54.12	1736.3	17.7	70721520	158895.3
4.5	54.62	2071.9	17.7	79756335	179308.2
5	55.12	2426.6	17.8	88834400	199836.4
5.5	55.62	2799.6	17.8	97955715	220478.9
6	56.12	3189.9	17.9	107120280	241234.9
6.5	56.62	3596.8	17.9	116328095	262103.7
7	57.12	4019.7	17.9	125579160	283084.5
7.5	57.62	4458.0	18.0	134873475	304176.8
8	58.12	4911.1	18.0	144211040	325380.1
8.5	58.62	5378.7	18.1	153591855	346693.9
9	59.12	5860.2	18.1	163015920	368117.8
9.5	59.62	6355.2	18.2	172483235	389651.3
10	60.12	6863.5	18.2	181993800	411294.2
10.5	60.62	7384.6	18.2	191547615	433046.0
11	61.12	7918.3	18.3	201144680	454906.5

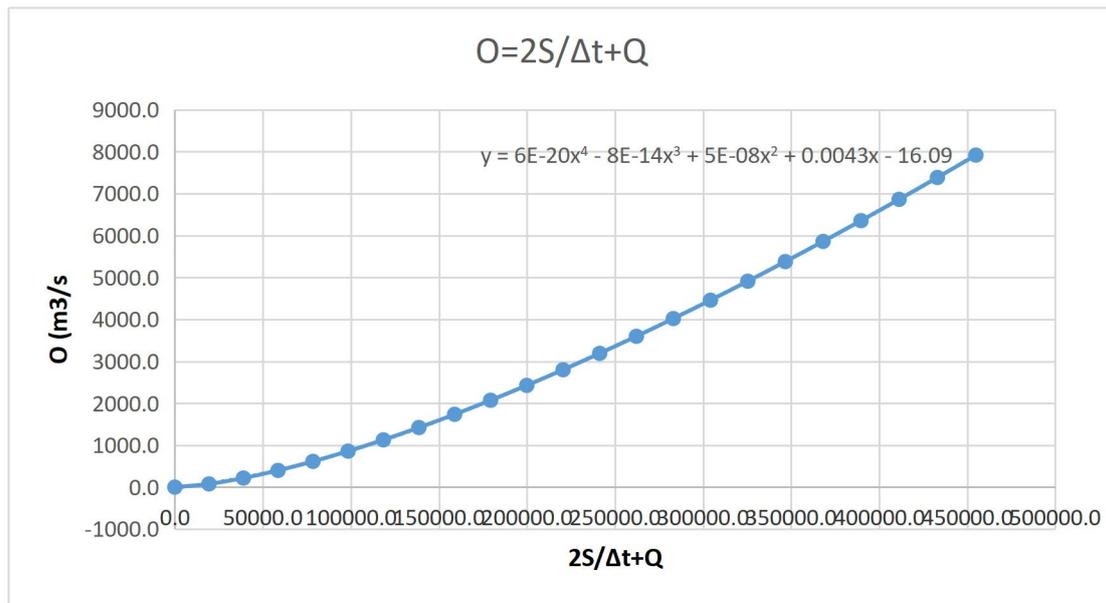


Figure III. 22 : Courbe caractéristique du barrage pour b=100 m.

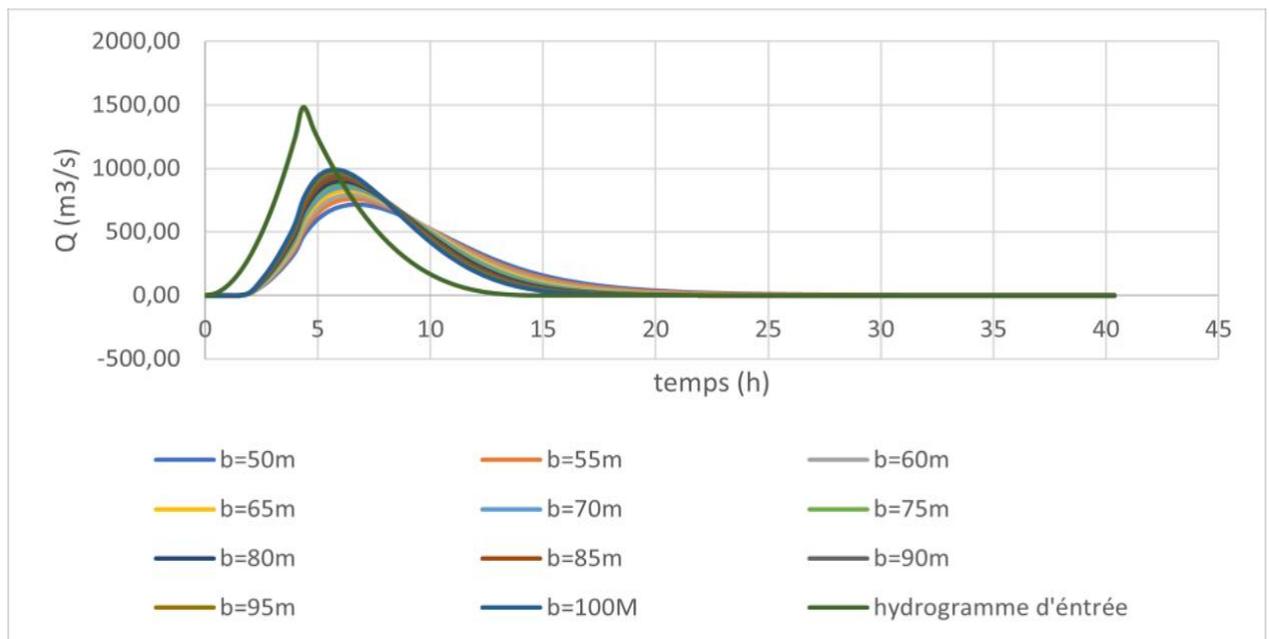


Figure III. 23: Hydro-gramme de débit entrant et des débits sortants.

**Tableau III. 46** :Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum

B(m)	Hd (m)	NPHE (m)	Qlaminée	Vforcé
			(m <sup>3</sup> /s)	(Mm <sup>3</sup> )
50.0	0.9	51.0	997.9	2.0
55.0	3.2	53.3	1140.2	4.0
60.0	4.1	54.3	1192.5	4.8
65.0	3.2	53.3	1322.9	4.4
70.0	3.9	54.0	1401.2	4.5
75.0	4.0	54.1	1498.4	4.4
80.0	4.6	54.7	1511.7	6.0
85.0	4.0	54.1	1541.8	5.5
90.0	3.8	53.8	1551.3	4.9
95.0	3.9	54.0	1582.1	5.9
100.0	4.0	54.1	1583.2	6.1

Le barrage de Sidi Khelifa est équipé d'un évacuateur centré sur l'axe de l'oued Sidi Ahmed Youcef. Le seuil du déversoir, conçu de type Creager, a sa crête calée à la cote de retenue normale (NNR) de 50,12 m NGA et présente une passe unique de 100 m de largeur. Cette dimension a été déterminée par la largeur disponible du lit de l'oued, permettant d'intégrer le coursier de l'évacuateur le plus large possible tout en nécessitant un minimum d'excavation sur les rives, ce qui aide à réduire les coûts de construction du barrage en limitant sa hauteur. Ainsi, la largeur de l'évacuateur est de 100 m et la cote de la hauteur de protection contre les crues (NPH) est de 54.12 m NGA.

## Conclusion

L'étude hydrologique du barrage de Sidi Khelifa a permis de déterminer des valeurs essentielles pour la conception et la mise en œuvre du projet. Le bassin versant de l'Oued de Sidi Ahmed Youcef présente une superficie de 226 km<sup>2</sup> et un périmètre de 82 km, avec des altitudes variant de 10 m à 1522 m. Le temps de concentration, calculé à 3,21 heures selon la formule de California, est une donnée cruciale pour la gestion des débits et la prévention des crues. Ces informations fournissent une base solide pour assurer la sécurité et l'efficacité du barrage, répondant ainsi aux besoins en eau potable et en irrigation de la région.

# **Chapitre IV:**

## **Profil général de la digue variante BCR**

## Introduction

Ce chapitre vise à examiner les différentes options pour la conception de la digue, en prenant en considération les nombreuses données et les conditions essentielles issues des études géotechniques, des résultats hydrologiques et des études géologiques. L'objectif est d'effectuer une analyse technico-économique de différentes propositions de conception de la digue du barrage pour choisir celle qui répond le mieux aux exigences requises. Ensuite, on effectuera le calcul des divers paramètres de la variante sélectionnée. Plus spécifiquement, l'accent sera mis sur l'analyse du profil global de la digue pour une variante de barrage en béton compacté au rouleau (BCR).

### IV.1. Le choix du site du barrage

L'orientation de l'axe du barrage doit être déterminée avant toute opération de construction. Cette décision est motivée par plusieurs facteurs tels que les aspects économiques, la sécurité et la simplicité de l'ouvrage, en prenant en compte la topographie, la géologie et l'hydrologie du site. Autrement dit, la sélection de l'axe doit respecter les critères suivants :

- Il doit respecter le cours d'eau et les apports du bassin versant.

Il est nécessaire de tenir compte de l'emplacement des éléments annexes du projet.

- Le choix de l'axe doit favoriser une longueur aussi courte que possible.

### IV.2. Le choix du type du barrage

Le choix du type de barrage à édifier est fortement influencé par son environnement. Pour sélectionner le type d'ouvrage le plus approprié, il est nécessaire de prendre en considération divers critères.

#### IV.2.1 La topographie du site

La configuration du site implique d'abord de s'assurer que l'axe sélectionné permet le remplissage du barrage en fonction des apports du bassin versant. Ensuite, il convient de vérifier la faisabilité de l'implantation du barrage et de ses ouvrages annexes.

### **IV.2.2 La morphologie de la vallée**

La configuration de la vallée est essentielle pour sélectionner le site et le type de barrage le plus adapté. Un endroit propice se situe idéalement dans une vallée étroite qui s'élargit en amont. Il est préférable d'installer un barrage en remblai dans les vallées larges, tandis qu'un site étroit conviendrait mieux à un barrage-poids. Pour un site plus limité, il est possible d'envisager une structure en voûte, à condition que les fondations le permettent.

### **IV.2.3 Les conditions géologiques et géotechniques**

Le choix du site et du type de barrage à implanter est influencé par les caractéristiques géologiques telles que la nature, la résistance, la pente, la fracturation et la perméabilité des formations du bassin versant.

### **IV.2.4 Les matériaux de construction**

Le choix du type de barrage est souvent influencé par la disponibilité de matériaux utilisables sur le site ou à proximité pour la construction du barrage. L'utilisation des matériaux disponibles sur place est généralement conseillée comme première option. Il est essentiel de placer ces matériaux le plus près possible des zones d'extraction.

### **IV.2.5 Critère socio-économique**

L'étude technico-économique prend en compte trois critères principaux liés aux aspects socio-économiques :

- La disponibilité de la main-d'œuvre.
- Les objectifs généraux du projet.
- Les contraintes d'entretien.

En tenant compte de ces critères, il est possible de sélectionner la variante de barrage qui correspond le mieux au site et aux conditions. Dans ce cas, le choix se porte sur un barrage en terre, car toutes les conditions requises ont été vérifiées.

### IV.2.6 Conditions hydrologiques et régimes des crues

L'objectif du volet hydrologique est de définir les événements de référence, y compris les événements extrêmes, qui seront intégrés dans l'analyse hydraulique sous forme de l'hydrogramme de référence. Cette définition doit s'appuyer sur deux types d'informations et d'analyses conjointes :

1. Connaissance événementielle : Cette connaissance est basée sur les scénarios hydrométéorologiques caractéristiques des bassins concernés, tirés de l'étude climatologique des précipitations.
2. Connaissance statistique : Cette connaissance est fondée sur l'analyse d'une longue série chronologique de mesures des débits, permettant de caractériser le régime des crues.

L'étude hydrologique doit également présenter des incertitudes associées aux résultats fournis, afin de garantir la fiabilité des analyses.

### IV.3. La variante barrage en BCR

Considérant que le site sélectionné est adéquat pour l'implantation d'un barrage en béton, les barrages en Béton Compacté au Rouleau (BCR) se présentent souvent comme une alternative aux digues en terre ou en enrochement. Ils peuvent accepter des déformations légèrement supérieures à celles du béton classique.

#### IV.3.1 Caractéristiques des Barrages Poids

Les barrages poids sont définis comme étant des barrages construits en béton ou en maçonnerie qui utilisent leur propre poids pour assurer leur stabilité. Leur section transversale a une forme plus ou moins triangulaire, avec une base ancrée dans des fondations rocheuses. Le poids du béton ou de la maçonnerie est ce qui retient la force exercée par l'eau. La plupart des barrages poids sont massifs, La verticalité ou une légère inclinaison (moins de 5 %). Le parement en aval présente une inclinaison de 75 à 80%, ce qui permet au barrage de faire face par son propre poids au renversement et au glissement sous l'influence des forces extérieures.

### IV.3.2 Propriétés Mécaniques du BCR

Le BCR est un matériau durable qui développe d'excellentes propriétés mécaniques, notamment :

- Flexion
- Compression
- Étanchéité
- Résistance à l'abrasion

### IV.3.3 Avantages des Barrages en BCR

Les barrages en BCR offrent de nombreux avantages :

- Des contraintes minimales dans le béton.

Les contraintes transmises au rocher sont faibles.

- Nécessite des bases sur un rocher de granit solide.
- Une résistance solide en cas de tremblement de terre.
- Les changements de température ne génèrent que de légères contraintes.
- Il y a un faible gradient de sous-pression à travers la fondation.
- Il est facile de combiner l'évacuateur de crue intégré dans le corps du barrage, ce qui permet de diriger les crues directement par dessous.
- Un évacuateur de crue de surface, des galeries de contrôle et des puits peuvent être inclus.
- Des contraintes minimales dans le béton.

Les contraintes transmises au rocher sont faibles.

- R- Un volume de béton réduit.
- Réduction de la pression sous-jacente entre le béton et le rocher.
- Un dosage limité en ciment.
- La quantité d'eau diminuée.
- Une surface de coffrage limitée.
- Exécution rapide.
- Installation en couches minces sur une surface importante.

Ces caractéristiques font des barrages en BCR une option attrayante pour de nombreux projets de construction de barrages, en combinant durabilité, efficacité et flexibilité.

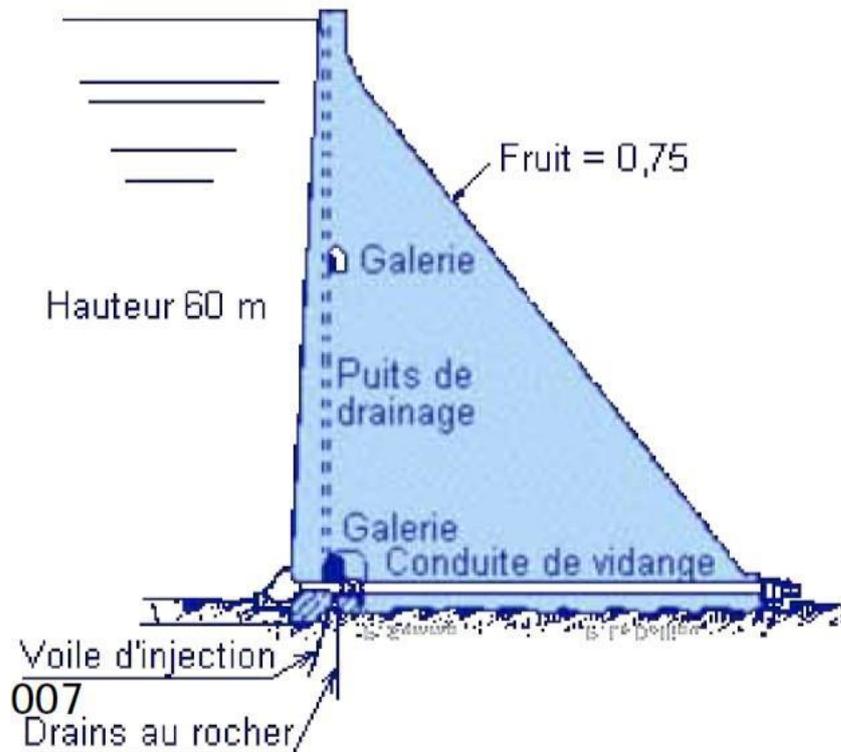


Figure IV.1 : Profil type d'un barrage poids en BCR.

## IV.4 Définition du profil générale du barrage

### IV.4.1 Hauteur de barrage :

La hauteur de barrage est donnée par :

$$H_b = (NNR - C_f) + h_{dév} + R + T$$

Avec :

$H_b$ : Hauteur de barrage (m)

$NNR$  : Cote correspondante au volume normale de la retenue (50.12m).

$C_f$ : Cote de fond jusqu'au le bon terrain rocheuse (10m)

$h_{dév}$  : Charge déversante

$R$  : Revanche

$T$  : le tassement

➤ Revanche

La revanche correspond à l'espace compris entre la pointe du barrage et le niveau de l'eau le plus haut. Elle varie en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue. On peut calculer la revanche minimale en utilisant différentes formules :

**- Formule de Stevenson Gaillard:**

$$R = 0.75 \times H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (IV.1)$$

$$H = 0.75 + 0.34 \times \sqrt{F} - 0.26 \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (IV.2)$$

Où:

- v est la vitesse de propagation des vagues  $V = 1.5 + 2H$
- F est la largeur du plan d'eau exposée fréquemment au vent et direction du barrage dite le Fetch.  $F = 3 \text{ km}$

**A. N:**

$$H = 0.996$$

$$V = 1.5 + 2 \times 0.996 = 3.49 \text{ m/s}$$

$$\mathbf{R = 1.37 \text{ m}}$$

**- Formule de Mallet et Pacquant:**

$$H = 0.5 + 0.33 \sqrt{F} \dots\dots\dots (IV.3)$$

Où  $F = 3 \text{ km}$ .

**A.N**

$$H = 1.07 \text{ m}$$

$$V = 1.5 + 2 \times 1.07 = 3.64 \text{ m/s}$$

$$R = 1.48 \text{ m}$$

**- Formule Simplifiée:**

$$R = 1 + 0.3 \sqrt{F} \dots\dots\dots (IV.4)$$

## A. N

$$R = 1.51 \text{ m}$$

Conclusion: La valeur de revanche la plus grande, donc  $R = 1.51 \text{ m}$ .

➤ **Tassement**

Le tassement dans les barrage en poids en bcr est presque nulle pour cela on le prends de valeur  $T = 0.02$

➤ **La charge déversante**

La largeur disponible du lit de l'Oued Sidi Youcef est le principal élément qui influence la dimension de l'évacuateur de crue. Il est nécessaire que cette largeur permette d'intégrer le coursier de l'évacuateur de manière maximale afin de maximiser l'évacuation des crues. Nous avons choisi une longueur de 100 mètres pour ce projet, ce qui représente une charge déversante de 4 mètres.

Donc nous avons

$$H_b = 57.7 \text{ m}$$

➤ **Largeur en crête**

La crête du barrage joue un rôle crucial en facilitant la circulation une fois que l'ouvrage est achevé, notamment lors des dernières étapes de construction où des équipements de compactage sont utilisés. Elle détermine également la hauteur maximale que le barrage doit atteindre à terme.

La largeur de la crête est déterminée par plusieurs facteurs, tels que les risques sismiques et la longueur minimale du chemin d'infiltration nécessaire pour garantir un gradient hydraulique suffisamment faible lorsque le réservoir est plein. On peut estimer la largeur de la crête en tenant compte de ces divers éléments.

-Pour les barrages en béton  $b < 6$

Alors on va opter pour une largeur en crête  $b_{cr} = 5 \text{ m}$

➤ **La longueur en crête :**

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

$$L_{crête} = 330 \text{ m}$$

➤ **Pentes des talus**

La pente des talus doit assurer la stabilité statique des talus eux-mêmes. Autrement dit, les inclinaisons des talus sont déterminées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour le massif, la pente des parements est généralement choisie en fonction de la nature des matériaux, puis vérifiée par des calculs de stabilité.

Pour les barrages poids (BCR)

Pour la variante le fruit de talus amont est nul et celui de l'aval est pris entre 0,75 et 0,85 et

dans notre étude on prendra  $m=0,75$

➤ **Les talus**

Les talus d'un barrage sont particulièrement sensibles à l'érosion causée par le ruissellement des eaux de pluie et aux renards (tunnels d'eau) provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage. En outre, le parement amont est exposé à l'attaque des vagues, ce qui nécessite une protection appropriée des talus pour garantir la stabilité et la durabilité du barrage.

Pour protéger les talus du barrage, il est crucial de mettre en place des mesures de protection telles que :

- Revêtement en Enrochement : Appliquer une couche de pierres ou de blocs de béton sur les talus pour absorber l'énergie des vagues et réduire l'érosion.
- Végétation : Utiliser des plantes à racines profondes pour stabiliser le sol des talus et réduire l'impact de l'érosion par ruissellement.
- Géotextiles : Installer des géotextiles pour renforcer les sols des talus et empêcher l'érosion.
- Drainage : Concevoir un système de drainage efficace pour gérer les eaux de pluie et réduire la saturation des talus.

Ces mesures sont essentielles pour maintenir l'intégrité structurelle du barrage et assurer sa performance à long terme.

**a) Talus amont**

Pour la variante de barrage-poids en béton compacté au rouleau (BCR), une couche de béton armé de 50 cm est prévue pour protéger le talus amont contre l'érosion causée par les vagues.

**B) Talus aval :**

Pour prévenir l'érosion causée par les pluies et gérer un éventuel niveau permanent d'eau, il est nécessaire de concevoir un revêtement approprié. En ce qui concerne le talus aval, il n'existe pas de méthodologies bien établies. Le choix de la solution repose donc sur le jugement du consultant, qui doit prendre en compte l'importance de l'ouvrage, le régime des pluies et les conditions locales.

**IV.5 Calcul coût de la digue variante barrage en BCR**

Pour notre barrage qui est d'une hauteur de 57.7 m en prend les pentes des talus:  $m_1=1$ ;  $m_2=0.75$  ;.Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant

**Tableau IV.1 : Coût de la digue**

Designation	unité	quantité	P.U	MONTANT
			DA	DA
Excavation en terrain meuble	m3	1000	350	350000
Excavation en terrain rocheux sans explosifs	m3	980	500	490000
Béton BCR pour barrage	m3	719749	10000	7197490000
béton conventionnel pour ouvrages annexes	m3	2500	53000	132500000
Béton conventionnel pour parement amont ( $e=0.75$ )	m2	18306.9	15000	274603500
Coffrage lisse pour parement amont et aval	m2	2500	3000	7500000
Montant total = 41544355000 (Da)				
TVA (%) =19 %				
Montant total = 49437782450 (Da)				

## **Conclusion**

Ce chapitre a analysé les diverses alternatives pour la conception de la digue du barrage, avec un focus particulier sur une variante en béton compacté au rouleau (BCR). En tenant compte des données géotechniques, hydrologiques et géologiques, une étude technico-économique a permis de sélectionner la solution la plus appropriée.

Les critères de choix du site et du type de barrage incluent la topographie, la morphologie de la vallée, les conditions géologiques et géotechniques, la disponibilité des matériaux de construction, et les aspects socio-économiques. Le barrage en BCR présente des avantages significatifs en termes de propriétés mécaniques, durabilité et efficacité de construction.

Le profil général du barrage a été défini, couvrant la hauteur, la largeur et la longueur en crête, ainsi que les pentes des talus. Des mesures de protection contre l'érosion, comme l'enrochement et les géotextiles, sont cruciales pour assurer la stabilité des talus.

En conclusion, la variante du barrage en BCR s'avère être une solution optimale, répondant aux exigences techniques et économiques, tout en garantissant la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

# Chapitre V: Calcul de Stabilité et de Résistance

## Introduction

Dans cette note, les théories prises en compte dans les calculs de stabilité du barrage en BCR de Sidi Khelifa sont exposées et les résultats sont présentés dans différents cas d'accusation.

Lorsqu'on étudie la stabilité d'un barrage-poids, il est primordial de saisir que la plupart des ruptures de barrage-poids rapportées dans le monde ont eu lieu pendant des tempêtes. En raison de l'atteinte du plafond du projet, la stabilité des travaux diminue.

L'étude examine la résistance de la conception du barrage à sa fondation, la résistance aux ondes sismiques intenses et l'augmentation du niveau de l'eau dans la rétention.

## V.1 Hypothèses retenues

### V.1.1 Caractéristiques des matériaux de construction

#### V.1.1.1 Poids propre

Le barrage en BCR de Sidi Khelifa est un barrage de type poids. Sa stabilité contre le glissement repose sur la capacité des forces verticales appliquées au centre de gravité de l'ouvrage, générées par le poids de celui-ci, diminuées par les sous-pressions, à résister aux forces horizontales principalement causées par la poussée hydrostatique de la retenue. Cette résistance est assurée par le frottement entre les interfaces béton/fondation et béton/béton. Les caractéristiques des matériaux utilisés sont les suivantes :

- Masse volumique du BCR (y compris BCR enrichi) : 2 300 kg/m<sup>3</sup>
- Masse volumique du béton conventionnel : 2 350 kg/m<sup>3</sup>

### V.1.1.2 Poussée de l'eau

Le barrage est soumis à la poussée de l'eau, laquelle exerce une pression variant linéairement avec la profondeur. Cette pression s'applique perpendiculairement au parement amont et sa résultante inclut une composante stabilisatrice dirigée vers le bas lorsque le parement est incliné. La densité d'une eau chargée en sédiments peut couramment atteindre 1,05 à 1,10. Le niveau d'eau à considérer est celui des plus hautes eaux lors de la crue de projet.

### V.1.1.3 Résistance à la compression

pour les valeurs de la résistance à la compression des éprouvettes de BCR. Nous allons adopter nos résultats obtenus par nos tests de résistance réalisés au laboratoire de l'École Nationale Supérieure d'Hydraulique. La formule utilisée a été élaborée par Madame Boulaghbar, une doctorante à l'Université de Saad Dahlab. Les résultats obtenus indiquent une résistance de 10 MPa à 28 jours. Par conséquent, nous adopterons cette valeur de 10 MPa pour nos calculs de résistance à la compression.

### V.1.1.4 Caractéristiques de cisaillement

Les performances de cisaillement du BCR dépendent du comportement des reprises entre couches. Il est admis qu'il existe toujours une certaine cohésion réelle due au collage, même partiel, des matériaux constitutifs du barrage (maçonnerie, BCR, BCV) et du contact barrage-rocher. Bien que la nature exacte et la quantité des liants dans la composition du BCR ne soient pas encore connues à ce stade, les valeurs minimales de cohésion et de frottement suivantes sont adoptées pour les calculs de stabilité :

- Cohésion (C) = 0,15 MPa pour le BCR
- Cohésion (C) = 0,25 MPa,
- ( $\phi$ ) = 40°

### V.1.2 Caractéristiques du Substratum Rocheux

La campagne de reconnaissance géologique et géotechnique a révélé que le substratum sous le barrage de Sidi Khelifa est principalement constitué de flysch, une formation géologique composée de couches alternées de schistes et de grès. Ce massif

de flysch, qui constitue l'assise du barrage, est caractérisé par de nombreuses fissurations subverticales, bien que généralement fermées.

Pour les calculs de stabilité, les caractéristiques géomécaniques de la fondation recommandées sont les suivantes :

Résistance à la compression :  $R_{cr} = 34 \text{ MPa}$

Frottement :  $\tan \phi = 1$  ;

$$\phi = 45^\circ$$

Cohésion :  $C = 1 \text{ MPa}$  pour le béton conventionne

Pour tenir compte du réseau de fissuration relativement dense dans le massif de fondation et des zones où le collage « BCR/rocher » pourrait être déficient, un coefficient de sécurité prudent de 2 est appliqué à la valeur de cohésion. Ainsi, la cohésion retenue dans les calculs de stabilité est :

- Cohésion retenue :  $C = 0,5 \text{ MPa}$

### V.1.3 Sous-pressions

Quelle que soit la qualité du rocher de fondation, l'eau pénètre progressivement à travers celui-ci en raison de sa porosité, de sa fissuration ou de sa fracturation. Ces vides dans la fondation sont remplis d'eau, ce qui exerce une pression sur les parois. Cette pression joue un rôle crucial dans la stabilité de l'ouvrage à la surface de contact « BCR/rocher ».

À ce stade de l'étude, les mesures suivantes sont prévues pour assurer la gestion des sous-pressions :

1. Étanchéité du corps du barrage :

- Une membrane étanche sera fixée sur le parement amont du barrage pour prévenir toute infiltration d'eau.

2. Étanchéité en fondation :

- Un voile d'injection profond d'environ 30 m sera réalisé de manière mono-linéaire depuis la plinthe amont pour renforcer l'étanchéité à la base du barrage.

3. Drainage de la fondation:

- Un voile de drainage sera installé à partir de la galerie horizontale située dans le corps du barrage et dans les rives. Ce voile de drainage sera positionné à 6 m du parement amont vertical du barrage pour évacuer l'eau infiltrée dans la fondation.

#### 4. Drainage du corps du barrage :

- Des drains seront intégrés dans le BCR juste en aval de la membrane d'étanchéité. Ces drains seront connectés à des collecteurs horizontaux qui déboucheront dans la galerie de drainage située dans le corps du barrage.

Ces mesures visent à minimiser les effets des sous-pressions sur la stabilité de l'ouvrage et à assurer une performance optimale du barrage à long terme.

#### **V.1.4 Poussée de la vase sur le parement amont du barrage**

Pour évaluer l'impact de l'envasement sur la stabilité du barrage, les données suivantes sont considérées :

- Niveau d'envasement au droit du barrage:

La cote atteinte est  $NVM = 17 \text{ NGA m}$

( $h_{VM} = 8.3 \text{ Mm}^3$ ) après 50 années de durée de vie économique de l'ouvrage.

- Masse volumique de la vase :  $\rho = 1\,400 \text{ kg/m}^3$ .

- Coefficient de poussée de la vase : 1.

Ces paramètres sont essentiels pour les calculs de stabilité afin de prendre en compte l'effet de la vase accumulée sur le parement amont du barrage.

#### **V.1.5 Séisme**

L'analyse sismotectonique du site de Sidi Khelifa a identifié les caractéristiques suivantes pour le séisme de référence :

- Intensité épiscoptrale : VII sur l'échelle de Mercalli Modifiée (MM)

- Magnitude: 5,4

- Profondeur : 5 km

- Distance à l'épicentre : 0 km

- Intensité induite sur le site : VII MM

- Coefficient d'accélération au sol : 0,125 g (ZONE IIA groupe 1A selon les critères des Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / VERSION 2003)

Lors d'un séisme, les charges dynamiques appliquées à un barrage-poids sont les suivantes :

- Forces d'inertie dues à l'accélération de la structure.
- Forces hydrodynamiques résultant de la vibration de la structure dans l'eau de la retenue, qui s'ajoutent aux forces hydrostatiques.

Pour l'analyse du comportement au séisme du barrage-poids, une approche pseudo-statique est utilisée. Cette méthode consiste à représenter les charges dynamiques par des forces statiques équivalentes aux efforts dynamiques maximaux que l'ouvrage doit supporter. Les forces statiques (pseudo-statiques) équivalentes aux forces d'inertie, pour une unité d'épaisseur du barrage, sont données par les formules :

$$Fh = ah \times amax \times S \times \gamma_b \dots\dots\dots(V.1)$$

$$Fv = av \times amax \times S \times \gamma_B \dots\dots\dots(V.2)$$

Conformément aux pratiques de calcul sismique des barrages-poids par la méthode pseudo-statique, les coefficients sismiques moyens suivants sont retenus :

- Accélération horizontale (amont-aval) d'intensité égale à 0,67 fois l'accélération maximale au sol, soit :

$$a = 0,67 \times 0,125g = 0,08g$$

- Accélération verticale d'intensité égale à 0,20 fois l'accélération maximale au sol, soit :

$$a = 0,20 \times 0,25g = 0,025g$$

## V.2 Cas de charge pour le calcul de stabilité

Pour les barrages-poids, la méthode consiste à traiter un segment de barrage comme un bloc indéformable soumis à diverses combinaisons de charges. La stabilité est analysée successivement en termes de glissement, de renversement, et de stabilité

interne. La géométrie réelle du barrage est utilisée pour calculer les différents coefficients de sécurité. Les formules suivantes sont cependant établies en supposant :

- Un parement amont vertical ;
- Une épaisseur de crête nulle ;
- Un parement aval constant avec une pente de 0,75 m.

Trois cas de charge sont examinés :

1. Conditions normales: Retenue au niveau normal d'exploitation.
2. Conditions exceptionnelles Retenue au niveau des plus hautes eaux.
3. Conditions extrêmes: Séisme combiné avec une retenue normale.

### **V.2.1 Condition normale**

Le Cas 1 correspond à des conditions de charge normales, avec la retenue au niveau normal d'exploitation RN 50,12 NGA.

- 10,00 NGA pour le niveau des fouilles du barrage pour le profil courant.
- 50,12 NGA pour le matelas d'eau dans la fosse de dissipation pour le profil sur évacuateur.

### **V.2.2 Condition exceptionnelle**

Le Cas 2 correspond à des conditions de charge exceptionnelles, avec le passage de la crue de projet millénale. Le niveau des plus hautes eaux (PHE) à l'amont de l'ouvrage est de 57,6 NGA.

### **V.2.3 Conditions extrêmes**

Le Cas 3 correspond à des conditions de charge extrêmes, caractérisées par une retenue au niveau normal (RN), un niveau aval identique à celui du Cas 1 (condition normale), et l'application des sollicitations sismiques du projet.

## V.3 Méthode utilisée pour le calcul et critères de stabilité

### V.3.1 Présentation générale du code de calcul

Les critères de dimensionnement retenus sont :

- Stabilité au glissement
- Stabilité au renversement
- Non écrasement des parements et des fondations
- Prévention de la fissuration

Voici une reformulation des critères de stabilité pour le calcul de stabilité des barrages-poids :

### V.3.2 Critère de stabilité au glissement

Le coefficient de sécurité au glissement  $F_g$  est défini par :

$$\frac{\sum F_v \tan \phi + C.S}{\sum F_H} \dots\dots\dots (V.3)$$

où :

- $F_v$  : l'effort normal diminué des sous-pressions
- $\phi$  : l'angle de frottement
- $C$  : la cohésion le long de la section considérée
- $S$  : l'aire de la base de la section non fissurée
- $F_H$  : l'effort tangentiel résultant

Les coefficients de sécurité au glissement doivent vérifier les conditions suivantes :

- En conditions normales :  $F_g > 1,33$
- En conditions exceptionnelles :  $F_g > 1,10$
- En conditions extrêmes :  $F_g > 1,05$

### V.3.3 Critère de stabilité au renversement

Le coefficient de sécurité au renversement  $F_r$  est défini par :

$$Fr = \frac{\text{Somme des moments résistants}}{\text{Somme des moments de renversement}}$$

Les coefficients de sécurité au renversement doivent satisfaire les conditions suivantes :

- En conditions normales :  $Fr > 1,4$
- En conditions exceptionnelles :  $Fr > 1,3$
- En conditions extrêmes :  $Fr > 1,2$

**V.3.4 Critère de non écrasement des parements et de la fondation**

La contrainte maximale de compression sur les parements du barrage doit satisfaire les critères suivants :

- En conditions normales :  $\sigma_{max} < 0,33 R_c$
- En conditions exceptionnelles :  $\sigma_{max} < 0,50 R_c$
- En conditions extrêmes :  $\sigma_{max} < R_c$

où  $R_c$  est la résistance à la compression simple uniaxiale à 90 jours.

$$\sigma_{max} = \sigma \times (1 + f^2) - P \times f^2 \dots \dots \dots (V.4)$$

$\sigma$ : Contrainte verticale en parement, calculée à partir des hypothèses de la résistance des matériaux d’après la théorie des poutres :

$$\sigma = \frac{N}{L \times I} \pm \frac{M \times v}{I} \dots \dots \dots (V.5)$$

- $N$  : l’effort normal, y compris les forces de sous-pression,
- $L$  : largeur de la section,
- $f$  : fruit du parement
- $P$  : pression de la retenue appliquée normalement au parement au point considéré.
- $M$  : le moment résultant par rapport au centre de gravité de la section,
- $v$  : la distance d’un point considéré à la fibre neutre
- $I$  : moment d’inertie de la section,

Il est nécessaire de calculer la contrainte de compression maximale autorisée dans le rocher en utilisant un coefficient de sécurité supérieur de 1,25 fois à celui autorisé pour le béton du barrage en raison de sa grande variabilité et de la difficulté de la déterminer. Ainsi, elle devra vérifier :

$\sigma_{\max} < 0,26 R_{cry}$  en conditions normales

$\sigma_{\max} < 0,40 R_{cry}$  en conditions exceptionnel

$\sigma_{\max} < 0,80 R_{cry}$  en conditions extrêmes.

avec :  $R_{cry}$  : la résistance moyenne à la compression du rocher.

### V.3.5 Critère de fissuration

Les sollicitations appliquées au barrage peuvent induire des contraintes de traction. Si ces contraintes excèdent un seuil critique, le béton peut se fissurer. Les matériaux utilisés pour la construction des barrages-poids présentent généralement une faible résistance à la traction  $\sigma_t$ , qui varie selon le matériau et les sollicitations. Ainsi, le critère de fissuration doit être défini comme suit :

- En conditions normales : Aucune fissuration du parement amont, avec un seuil de contrainte à ne pas dépasser fixé à  $\sigma_t = 0,006 R_c$

où :

- $\sigma_t$ : la contrainte de traction maximale admissible.
- $R_c$  : la résistance à la compression simple uniaxiale à 90 jours.
- En conditions exceptionnelles, en l'absence de fissuration du parement amont et en tenant compte de la même résistance à la traction mentionnée précédemment...
- En conditions extrêmes :
  - Pour le cas de charge avec séisme (Cas 3): La fissuration du parement amont est acceptable à condition que la fissure ne compromette pas la sécurité de l'ouvrage. Il est nécessaire de vérifier que la stabilité est assurée dans la partie intacte (non fissurée) du barrage, en respectant une contrainte de traction maximale de  $\sigma_t = 0,015 R_c$
  - Pour le cas de charge extrême dû à une crue dépassant la crue de projet millénale (Cas 2): La fissuration du parement amont est également tolérée à condition qu'elle ne menace pas la sécurité de l'ouvrage. La stabilité doit être vérifiée sur la partie intacte, en utilisant le même seuil de contrainte de traction que celui fixé pour les conditions normales et exceptionnelles, soit  $\sigma_t = 0,006 R_c$

### V.4 Récapitulatif des cas de charge testés

Les coefficients de sécurité minimaux requis suivant les cas de charge définis précédemment sont récapitulés dans le tableau ci-après :

**Tableau V.1:** Coefficients de sécurité.

Cas de charge	<b>Cas 1</b> Condition normale	<b>Cas 2</b> Condition exceptionnelle	<b>Cas 3</b> Condition extrême
Niveau amont	50.12 NGA	10 NGA	50.12NGA
Niveau d'envasement amont	17 NGA	17 NGA	17 NGA
Séisme	Non	Non	Oui
Critère coef. sécu. Glissement	> 1.33	> 1.10	> 1.05
Critère coef. sécu. Reversement	> 1,40	> 1,30	> 1,20
Contraintes verticales de compression BCR Rocher de fondation	$\sigma_{\max} < 0,33 R_c$ ( $< 3,3 \text{ MPa}$ ) $\sigma_{\max} < 0,26 R_{cry}$ ( $< 8,84 \text{ MPa}$ )	$\sigma_{\max} < 0,5 R_c$ ( $< 5 \text{ MPa}$ ) $\sigma_{\max} < 0,40 R_{cry}$ ( $< 13,60 \text{ MPa}$ )	$\sigma_{\max} < 1 R_c$ ( $< 10 \text{ MPa}$ ) $\sigma_{\max} < 0,80 R_{cry}$ ( $< 27,20 \text{ MPa}$ )
Fissuration	Aucun	Aucun	Admin

## V.5 le calcul des différentes charges

### V.5.1 le calcul des charges verticales

Les charges verticales comprennent le poids propre du barrage et les sous-pressions hydrostatiques.

#### V.5.1.1 le poids propre du barrage :

Le poids propre est calculé en fonction de la masse volumique des matériaux de construction utilisés.

$\gamma_b$  masse volumique du BCR (y compris BCR enrichi) : 2.3(tf/m<sup>3</sup>) = 2 300 kg/m<sup>3</sup>,

$\gamma_b$  masse volumique du béton conventionnel : 2.35(tf/m<sup>3</sup>) = 2 350 kg/m<sup>3</sup>.

$$P_{pc} = \gamma_b \cdot S_{bc} \cdot b_P = \frac{1}{2} \gamma_b \cdot h_b^2 \cdot g \cdot m \dots \dots \dots (V.6)$$

Avec :

$h_b$  : Hauteur du barrage = 57.7m

$S_{pc}$  : Aire du profil de déversoir (m<sup>2</sup>)

$\gamma_b$  : Poids volumique de béton BCR= 2.3 (tf/m<sup>3</sup>)

$P_{PCM}$  : Poids propre du corps du barrage (tf)

$m$ : Fruit du talus = 0.75

**AN :**

$$P_{pc} = 28267.26 \text{ tf}$$

#### V.5.1.2 les sous-pressions hydrostatiques

Les sous-pressions sont les forces exercées par l'eau présente sous le barrage. Elles varient en fonction de la hauteur d'eau et de la perméabilité du sol. Ces sous-pressions sont prises en compte pour évaluer la stabilité du barrage.

#### ➤ Conditions normales

$$S_{p1} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot g \cdot m \cdot h_{NNR}^2 \dots \dots \dots (V.7)$$

Avec :  $\gamma_b$  : Poids volumique de l'eau (tf/m<sup>3</sup>) = [1tf/m<sup>3</sup>]

$h_{NNR}$  : Hauteur du barrage = 50.12m

AN :

$$S_{p1} = 9241.07 \text{ tf/m}$$

➤ Conditions exceptionnelles

$$S_{p2} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot g \cdot m \cdot h_{PHE}^2 \dots \dots \dots (V.7)$$

AN :

$$S_{p2} = 11627.38 \text{ tf/m}$$

V.5.1.3 le poids de la colonne d'eau amont

➤ Conditions normales

$$P_{ph1}^{am} = \gamma_w \cdot Sh^{am} \cdot b_p = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{NNR}^2 \cdot g \cdot m = S_{p1} \dots \dots \dots (V.8)$$

Avec :  $b_p$  : Largeur du barrage = m.h

AN :

$$P_{ph1}^{am} = 9241.07 \text{ tf/m}$$

➤ Conditions exceptionnelles

$$P_{ph2}^{am} = \gamma_w \cdot Sh^{am} \cdot b_p = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{NNR}^2 \cdot g \cdot m = S_{p2} \dots \dots \dots (V.9)$$

AN :

$$P_{ph2}^{am} = 11627.38 \text{ tf/m}$$

V.5.1.4 le poids de la colonne d'eau aval

$$P_{ph}^{av} = \gamma_w \cdot Sh^{am} \cdot b_p = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{AV}^2 \cdot g \cdot m \dots \dots \dots (V.10)$$

Avec :  $h_{aval}$  : Hauteur de la colonne d'eau aval = 8m

AN :

$$P_{ph}^{av} = 235.44 \text{ tf/m}$$

**V.5.2 le calcul des charges horizontales**

Les charges horizontales incluent la poussée hydrostatique de l'eau sur le parement amont du barrage et la poussée des sédiments accumulés.

**V.5.2.1 La poussée hydrostatique à l'amont**

Cette force est due à la pression exercée par l'eau retenue par le barrage. Elle est proportionnelle à la hauteur de l'eau et agit horizontalement contre le parement amont.

- En conditions normales

$$\frac{am}{h1}P = \frac{1}{2} \cdot g \cdot h_{NNR}^2 - g \cdot \gamma_w \dots\dots\dots(V.11)$$

$h_{NNR}$  : Hauteur du barrage = 50.12m

**AN :**

$$\frac{am}{h1}P = 12311.62 \text{ tf/m}$$

- En conditions exceptionnelles

$$\frac{am}{h2}P = \frac{1}{2} \cdot g \cdot h_{PHE}^2 - g \cdot \gamma_w \dots\dots\dots(V.12)$$

$h_{PHE}$  : Hauteur du barrage = 54.12m

**AN :**

$$\frac{am}{h2}P = 15493.36 \text{ tf}$$

**V.5.2.2 la poussée hydrostatique à l'aval**

Bien que généralement plus faible que celle à l'amont, cette poussée est également prise en compte. Elle dépend de la hauteur d'eau à l'aval du barrage et agit horizontalement contre le parement aval.

$$\frac{av}{h}P = \frac{1}{2} \cdot g \cdot h_{av}^2 - g \cdot \gamma_w \dots\dots\dots(V.13)$$

**AN :**

$$\frac{av}{h}P = 304.11 \text{ tf}$$

**V.5.2.3 la poussée des sédiments**

La vase et les sédiments accumulés contre le parement amont exercent une poussée supplémentaire. Cette force est évaluée en fonction de la quantité de sédiments présents et de leur densité.

$$P_s = \frac{1}{2} g \cdot h_s^2 \gamma_s \dots\dots\dots(V.14)$$

Avec :  $h_s$  : hauteur des sédiments dans le barrage (NVM =17m NGA) =8.3Mm<sup>3</sup>

$\gamma_s$  : poids volumique des sédiments = 1.4 (t/m<sup>3</sup>)

AN :

$$P_s = 304.11 \text{ tf}$$

**V.5.3 Calcul des charges sismiques**

Les forces sismiques doivent être prises en compte pour évaluer la stabilité du barrage en cas de tremblement de terre.

Conformément aux pratiques de calcul sismique des barrages-poids par la méthode pseudo-statique, les coefficients sismiques moyens suivants sont retenus :

- Accélération horizontale (amont-aval) d'intensité égale à 0,67 fois l'accélération maximale au sol, soit :

$$a = 0,67 \times 0,125g = 0,08g \dots\dots\dots(V.15)$$

- Accélération verticale d'intensité égale à 0,20 fois l'accélération maximale au sol, soit :

$$a = 0,20 \times 0,25g = 0,025g \dots\dots\dots(V.16)$$

**V.5.3.1 force horizontale vers l'aval**

Lors d'un séisme, des forces horizontales sont exercées sur le barrage. Ces forces sont calculées en fonction de l'intensité du séisme et de la masse du barrage.

l'accélération de séisme  $\alpha$  est de 0,17g.

$$F_h = \alpha \cdot p_{pc} \dots\dots\dots(V.17)$$

Avec :  $F_h$  : Force horizontale provoquée par le séisme

AN :

$$F_h = 4805.43 \text{ tf}$$

**V.5.3.2 force verticale vers le haut**

Les secousses sismiques génèrent également des forces verticales. Ces forces peuvent réduire la stabilité verticale du barrage en modifiant les charges verticales et les sous-pressions.

L'accélération de séisme  $\alpha$  est de 0,05g.

$$F_v = \alpha \cdot p_{pc} \dots\dots\dots(V.18)$$

Avec :  $F_v$  : Force verticale provoquée par le séisme

AN :

$$F_v = 1413.36 \text{ tf}$$

**V.5.4 le supplément d'une poussée hydrostatique**

Plusieurs auteurs ont examiné la poussée en utilisant diverses hypothèses de géométrie et de déformabilité. Ce qui est le plus simple, c'est la formule de Westergard. Depuis la surface de la retenue, le supplément de poussée évolue de manière parabolique, avec un coefficient de proportionnalité similaire à celui de la force horizontale.

$$\Delta P_{eau} = K_e \cdot C_e \cdot \alpha \cdot \rho_E \cdot \frac{3}{2} \cdot h_{am} \dots\dots\dots(V.19)$$

où :

$\Delta P_{eau}$  : Supplément de poussée hydrostatique

$h_{am}$  : niveau NNR = 50.12m

$K_e$  Coefficient dépend de l'inclinaison de parement amant (pour un parement vertical  $K_e= 1$ )

Ce coefficient de Westergad

$\alpha$  l'accélération de séisme ( $\alpha=0,17g$ ).

$\rho_E$  est la densité de l'eau,

$h_{am}$  est la hauteur de la retenue.

$$C_e = \frac{0.817}{\sqrt{1-7.75\left(\frac{H}{1000}\right)^2}} \dots\dots\dots(V.20)$$

AN :

$C_e = 0,822$

$\Delta P_{eau} = 150.9 \text{ tf}$

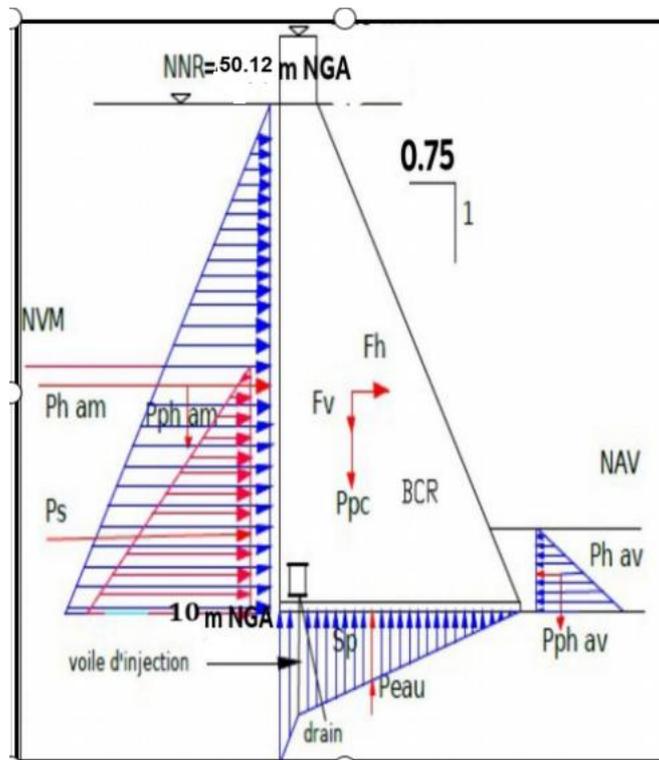


Figure V.1: Représentation des différentes charges appliquées sur le barrage

**V.6 Stabilité au glissement**

Les forces verticales et horizontales provoquent un glissement du bloc supposé monolithique et indéformable sur la base [AB], ce qui entraîne un phénomène étudié.

La formule suivante régit la stabilité au glissement :

$$\frac{\sum F_v \tan \phi + C.S}{\sum F_H} > Kadm \dots\dots\dots(V.21)$$

Avec :

- Fv : somme des charges verticales,
- FH : somme des forces horizontales,

- $\phi$  : angle de frottement, pris généralement à  $45^\circ$ ,
- C : cohésion le long de la section considérée,
- $K_{adm}$  : coefficient de sécurité,
- S:surface de la base de la section non fissurée.

**La section de base du barrage est la section de cohésion qui est prise en compte pour le calcul de stabilité, avec une longueur de 330 mètres et une largeur de 35.**

$$(C.S = 0.15 \times (35 * 330)=1732.5$$

C : Cohésion =0.15 MPa Pour le BCR

Les conditions de sécurité à respecter sont :

- $K_{adm} > 1,33$  en conditions normales,
- $K_{adm} > 1,10$  en conditions exceptionnelles,
- $K_{adm} > 1,05$  en conditions extrêmes.

➤ **Conditions Normales**

$$\sum F_v = P_{pc} - S_{p1} + \frac{a_m}{p_{h1}} P + \frac{a_v}{p_h} P \dots \dots \dots (V.22)$$

$$\sum F_h = \frac{a_m}{h_1} P - \frac{a_v}{h} P + P_S \dots \dots \dots (V.23)$$

AN

$$\sum F_v = 28502.7 \text{ tf}$$

$$\sum F_h = 14232.41 \text{ tf}$$

Calcul du coefficient de sécurité :

$$\frac{\sum F_v \tan \phi + C.S}{\sum F_H} = 2.12 > 1,33$$

Interprétation: La stabilité au glissement dans les conditions normales de la retenue est vérifiée.

➤ **Conditions Exceptionnelles**

$$\sum F_v = P_{pc} - S_{p2} + \frac{a_m}{p_{h2}} P + \frac{a_v}{p_h} P \dots \dots \dots (V.24)$$

$$\sum F_h = \frac{am}{h^2}P - \frac{av}{h}P + P_s \dots \dots \dots (V.25)$$

AN

$$\sum F_v = 28502.7 \text{ tf}$$

$$\sum F_h = 17414.15 \text{ tf}$$

Calcul du coefficient de sécurité :

$$\frac{\sum F_v \tan \phi + C.S}{\sum F_H} = 1.73 > 1.10$$

Interprétation: La stabilité au glissement dans les conditions exceptionnelles de la retenue est vérifiée.

➤ **Conditions Extrêmes (Cas d'un Séisme)**

$$\sum F_v = P_{pc} - S_{p1} + \frac{am}{ph^2}P + \frac{av}{ph}P + F_v - \Delta P_{eau} \dots \dots \dots (V.26)$$

$$\sum F_h = \frac{am}{h^2}P - \frac{av}{h}P + P_s + F_h \dots \dots \dots (V.27)$$

AN

$$\sum F_v = 29692.62 \text{ tf}$$

$$\sum F_h = 19037.84 \text{ tf}$$

Calcul du coefficient de sécurité :

$$\frac{\sum F_v \tan \phi + C.S}{\sum F_H} = 1.65 > 1.05$$

Interprétation: La stabilité au glissement dans les conditions extrêmes de la retenue est vérifiée.

**V.7 Stabilité au renversement**

La stabilité au renversement évalue la possibilité de basculement du barrage par rapport à son pied aval. Le coefficient de sécurité au renversement est défini comme le rapport du moment des forces stabilisatrices MS sur le moment des forces motrices ou renversantes MR. Les moments sont exprimés en valeurs absolues.

$$\frac{M_s}{M_R} > K_{adm} \dots \dots \dots (V.28)$$

Avec :

- MS : le moment des forces stabilisatrices,
- MR : le emoment des forces renversantes,
- $Kadm$ : coefficient de sécurité au renversement.

Les coefficients de sécurité doivent vérifier les conditions suivantes :

- $Kadm > 1,4$  en conditions normales,
- $Kadm > 1,3$  en conditions exceptionnelles,
- $Kadm > 1,2$  en conditions extrêmes.

➤ **Conditions Normales**

Paramètres donnés :

- haval : Hauteur du barrage à l'aval = 8 m,
- $h_{NNR}$  : Hauteur du barrage = 50.12 m,
- $h_s$  : Hauteur des sédiments = 17 m.

$$MS = P_{pc} \frac{2}{3} \cdot m \cdot h + \frac{av}{ph} P \frac{1}{3} \cdot m \cdot h_{av} + \frac{am}{ph1} P \cdot m \cdot (h + \frac{h_{NNR}}{3}) \dots \dots \dots (V.29)$$

$$MR = \frac{am}{h1} P \frac{1}{3} \cdot m \cdot h_{NNR} - \frac{av}{h} P \frac{1}{3} \cdot m \cdot h_{av} + P S \frac{1}{3} \cdot h_{av} + Sp \frac{2}{3} \cdot m \cdot h \dots \dots \dots (V.30)$$

**A. N**

$$MS = 1333785.68 \text{ tf.m}$$

$$MR = 434072.70 \text{ tf.m}$$

Ensuite, le rapport des moments est calculé comme suit :

$$\frac{Ms}{MR} = 3.07 > 1.4$$

Interprétation: la Stabilité au renversement dans les conditions normales de la retenue est vérifiée.

➤ **Conditions Exceptionnelles**

Paramètres donnés :

- haval : Hauteur du barrage à l'aval = 8 m,
- $h_{PHE}$  : Hauteur du barrage = 54.12 m,
- $h_s$  : Hauteur des sédiments = 17 m.

$$MS = P_{pc} \frac{2}{3} m \cdot h + \frac{av}{ph} P \frac{1}{3} m \cdot h_{av} + \frac{am}{ph^2} P \cdot m \left( h + \frac{h_{PHE}}{3} \right) \dots \dots \dots (V.31)$$

$$MR = \frac{am}{h^2} P \frac{1}{3} m \cdot h_{PHE} - \frac{av}{h} P \frac{1}{3} m \cdot h_{av} + P S \frac{1}{3} \cdot h_{av} + S p 2 \frac{2}{3} m \cdot h \dots \dots \dots (V.32)$$

**A.N**

MS = 1484864.44 tf.m

MR = 554668.97 tf.m

Ensuite, le rapport des moments est calculé comme suit :

$$\frac{Ms}{MR} = 2.67 > 1.3$$

Interprétation: la Stabilité au renversement dans les conditions Exceptionnelles de la retenue est vérifiée.

➤ **Conditions Extrêmes(cas d'un séisme)**

Pour les conditions extrêmes, y compris en cas de séisme, on ajoute les forces sismiques verticales et horizontales aux calculs des moments.

$$MS = P_{pc} \frac{2}{3} m \cdot h + \frac{av}{ph} P \frac{1}{3} m \cdot h_{av} + \frac{am}{ph^2} P \cdot m \left( h + \frac{h_{NNR}}{3} \right) + F v c \frac{2}{3} m \cdot h \dots \dots \dots (V.33)$$

$$MR = \frac{am}{h^2} P \frac{1}{3} m \cdot h_{NNR} - \frac{av}{h} P \frac{1}{3} m \cdot h_{av} + P S \frac{1}{3} \cdot h_{av} + S p 1 \frac{2}{3} m \cdot h + (\Delta p_{eau}) \frac{2}{3} m \cdot h + F h \frac{1}{3} m \cdot h \dots (V.34)$$

**A.N**

MS = 1546214.12 tf.m

MR = 510394.92 tf.m

Ensuite, le rapport des moments est calculé comme suit :

$$\frac{Ms}{MR} = 3.03 > 1.2$$

Interprétation: la Stabilité au renversement dans les conditions extrêmes de la retenue est vérifiée.

**V.8 Calcul de résistance**

L'étude des contraintes régnant dans un barrage nécessite généralement des méthodes numériques. Cependant, avec une géométrie simplifiée, des calculs partiels sont réalisables.

**V.8.1 la méthode de la résistance des matériaux**

Selon M. Levy, une section horizontale du barrage Bouzey en France est soumise à un effort de compression normal N et à un moment fléchissant Mg par rapport au milieu

de la section. On considère positivement le moment  $Mg$  lorsqu'il a tendance à comprimer le point inférieur de la section. La relation suivante relie le moment  $Mg$  au moment  $Ma$  exprimé par rapport au point aval :

$$Mg = Ma + \frac{N \times e}{2} \dots \dots \dots (V.35)$$

Où  $e$  est la longueur amont-aval de la section (m). Cette formule suppose  $Ma$  positif dans le sens d'un basculement amont-aval.

En étudiant une tranche de 1 m, les formules classiques de la résistance des matériaux donnent pour les contraintes verticales :

$$\sigma_z \text{ (amont)} = \frac{N}{e} - \frac{e \times N}{2} \dots \dots \dots (V.36)$$

$$\sigma_z \text{ (aval)} = \frac{N}{e} + \frac{6Mg}{e^2} \dots \dots \dots (V.37)$$

Avec un profil triangulaire simple et une hauteur  $Z = 57.7$  m à partir de l'amont, on a :

$$e = m \cdot Z \dots \dots \dots (V.38)$$

$$N = \frac{m \cdot \gamma_b \cdot g \cdot Z^2}{2} \dots \dots \dots (V.39)$$

$$Mg = \frac{e \times N}{6} + \frac{g \cdot Z^3 \cdot \gamma_w}{6} \dots \dots \dots (V.40)$$

$$\sigma_z \text{ (amont)} = \left( \gamma_b - \frac{\gamma_w}{m^2} \right) g \cdot Z \dots \dots \dots (V.41)$$

$$\sigma_z \text{ (aval)} = \frac{g \cdot Z \cdot \gamma_b}{m^2} \dots \dots \dots (V.42)$$

**A.N**

$e = 43.35$  m

$\gamma_b = 2.3(\text{tf/m}^3) = 2\ 300$  kg/m<sup>3</sup>,

$\gamma_w = 1(\text{tf/m}^3) = 1000$  kg/m<sup>3</sup>,

$N = 28267.26$  KN

$Mg = 519950.36$  KN.m

$\sigma_z \text{ (amont)} = 296.10$  Kpa

$\sigma_z \text{ (aval)} = 2150.67$  Kpa

Ces résultats montrent les contraintes verticales au niveau amont et aval du barrage, permettant d'évaluer la répartition des efforts internes dans la structure.

**V.8.2 Conditions de Propagation des Fissures et Critère de Stabilité de M. Levy**

En France, M. Levy a examiné les conditions de propagation des fissures depuis le parement amont à la suite de la rupture du barrage Bouzey. Il a constaté que l'exigence  $\sigma Z \geq 0$  n'est pas adéquate. Effectivement, lorsque la fissure se manifeste, peu importe son origine (effet thermique, retrait...), la pression hydrostatique s'applique sur les deux lèvres, ce qui diminue la valeur de  $\sigma Z$  et permet à la fissure de se propager encore davantage.

M. Levy propose alors le critère de stabilité suivant :

$$\sigma Z \geq \text{Pression hydrostatique amont}$$

Cette condition assure que la fissure se referme. Pour un profil triangulaire rempli jusqu'au sommet, cette condition se formule comme suit :

$$\left(\gamma_b - \frac{K \cdot \gamma_w}{m^2}\right) gZ \geq \delta g \cdot z \dots \dots \dots (V.43)$$

Où K = 0.4 est le coefficient de sous-pression.

Cette équation peut se réécrire de la manière suivante :

$$m \geq \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_b - K \cdot \gamma_w}} \dots \dots \dots (V.44)$$

Avec cette forme, la condition de M. Levy est extrêmement rigoureuse et peu de obstacles peuvent être franchis la respecter complètement. Généralement, on se contente de vérifier que le taux de satisfaction de la condition de M. Levy n'est pas trop faible. Ce taux se calcule ainsi :

$$r = \frac{\sigma Z}{\text{Pression hydrostatique amont}} = \frac{\gamma_b}{\gamma_w} - \frac{1}{m^2} \dots \dots \dots (V.45)$$

**A. N**

$$r = \frac{2.3}{1} - \frac{1}{0.75^2} = 0.52$$

Cette valeur de  $r$  montre que la condition de M. Levy n'est pas entièrement satisfaite, mais le taux de satisfaction reste acceptable.

## **Conclusion**

En conclusion, cette étude détaillée sur la stabilité du barrage en BCR de Sidi Khelifa met en lumière l'importance des calculs précis et des hypothèses rigoureuses pour assurer la résilience de l'ouvrage face à diverses charges, y compris les séismes et les conditions hydrologiques extrêmes. Les mesures préventives comme l'étanchéité renforcée et le drainage efficace soulignent l'engagement envers la sécurité à long terme de cette infrastructure cruciale.

**Chapitre VI :**  
**Conception des ouvrages annexes de la**  
**variante barrage en BCR**

## Introduction

Après dimensionner le profil général du barrage, il est crucial de fournir des valeurs spécifiques pour les différents composants du projet. Cela inclut les dimensions des volumes de béton compacté au rouleau (BCR), les dosages des divers ciments utilisés, les types d'adjuvants nécessaires pour améliorer le BCR. En outre, il est important de formuler des recommandations pour le contact entre la fondation et le béton.

### VI.1 Aperçu sur le béton compacté au rouleau (BCR)

#### VI.1.1 Définition

Le béton compacté au rouleau (BCR) et le processus de compaction au rouleau se définissent comme suit : la compaction au rouleau est une technique où le béton est compacté à l'aide d'un rouleau vibrant. Le BCR est un type de béton mis en place par couches successives et compacté avec des rouleaux compresseurs conventionnels. Ce béton a un affaissement nul et ses composants sont soigneusement dosés pour supporter le poids d'un rouleau compresseur.



**Figure VI.1** : mélange granulaire d'une formation de béton BCR réalisé par l'étudiante

**VI.1.2 Qualité du BCR**

Les qualités du BCR se mesurent par son comportement sous les sollicitations. Pour un barrage, les qualités déterminantes incluent :

- Densité : (1,80 à 2,30) (t/m<sup>3</sup>)
- Perméabilité :  $k = 0$  à  $10^{-7}$  m/s

Les caractéristiques mécaniques importantes sont :

- Angle de frottement :  $45^\circ$
- Résistance à la compression :  $R_c > 10$  Mpa
- Cohésion :  $c = 0,15$  MPa pour le BCR

**VI.1.3 Degré d'homogénéité**

Comme tout matériau de construction, le BCR n'est pas parfaitement homogène dans la masse de l'ouvrage. Ce degré d'homogénéité se mesure par l'étendue des plages de dispersion des valeurs des différentes caractéristiques du matériau. L'homogénéité est influencée par la qualité de toutes les étapes du processus, depuis l'exploitation des carrières et des emprunts jusqu'à la mise en œuvre finale, incluant la fabrication des agrégats et des liants, ainsi que les dispositifs de transport, de dosage, de malaxage, de réglage et de compactage.

**VI.1.4 Principaux constituants du béton BCR**

Les composants des bétons compactés au rouleau peuvent différer de ceux des bétons conventionnels en termes de sélection et de proportion. En raison de leur méthode de mise en place, il est crucial de choisir avec soin le type de liant et la granulométrie des granulats pour obtenir des propriétés comparables à celles des bétons traditionnels.

Les matériaux utilisés incluent le ciment Portland, des additions cimentaires comme la cendre volante, des granulats, de l'eau, ainsi que des adjuvants chimiques comme les réducteurs d'eau et les retardateurs de prise.



**Figure VI.2** : les différents composants du béton BCR

#### **VI.1.4.1 Les liants utilisés**

Les liants comprennent le ciment Portland et les ajouts cimentaires. La quantité et le type de liant utilisés dépendent du volume de la structure, du type d'ouvrage, des propriétés mécaniques requises et de la disponibilité des matériaux cimentaires. Les teneurs en liants varient considérablement, de  $60 \text{ kg/m}^3$  pour certains barrages en Argentine (Uruguay-1) à  $248 \text{ kg/m}^3$  pour le barrage Upper Stillwater aux États-Unis. Au Japon,  $120 \text{ kg/m}^3$  de liants comprenant 20 à 30 % de pouzzolanes ont été utilisés.

#### **VI.1.4.2 Les granulats utilisés**

##### **VI.1.4.2.1 Définition :**

Les granulats se réfèrent à des particules solides issues de roches meubles ou consolidées, ou de matériaux recyclés. Leur agglomération avec un liant permet de fabriquer des bétons de ciment ou des bétons bitumineux. Chaque particule peut être constituée de minéraux, de matériau vitrifié ou d'un mélange de matériau cristallisé et vitrifié. Le plus grand nombre des granulats employés sur les chantiers sont constitués de particules minérales.

#### VI.1.4.2.2 Sources de granulats :

Les granulats se divisent en deux grandes catégories :

- **Granulats naturels** : Issus de roches meubles ou massives extraites in situ et subissant uniquement des traitements mécaniques (concassage, criblage, lavage, sélection).
- **Granulats artificiels** : Provenant de la transformation thermique de roches, de minerais, de sous-produits industriels (laitiers, scories, etc.) ou de la démolition de bâtiments en béton, souvent appelés granulats recyclés.

#### VI.1.4.2.3 Choix des granulats :

Le choix de la granulométrie dans le BCR est très important :

- Il est important de choisir une granulométrie qui minimise le volume d'air attribuable aux vides de compactage afin d'améliorer les propriétés du béton.
- Le choix des granulats influence directement la densité obtenue après compactage et la ségrégation du béton.

#### VI.1.4.3 Quantité d'eau

La consommation d'eau dans les BCR ne se calcule pas en fonction du rapport eau/liant comme pour les bétons classiques, mais plutôt en utilisant des tests de compaction tels que l'essai Optimum Proctor Modifié, adapté à la méthode de formulation spécifique. Les proportions des différents composants ont donc une influence considérable sur cette quantité d'eau, ce qui joue un rôle essentiel dans la facilité de compactage du béton.

Pour la plupart des mélanges de BCR destinés à des ouvrages massifs avec des granulats de dimensions maximales supérieures à 50 mm, on recommande généralement une quantité d'eau entre 89 et 119 kg/m<sup>3</sup> (Dunstan, 1985).

#### VI.1.4.4 Adjuvants

Les adjuvants utilisés dans la production des bétons compactés au rouleau se divisent principalement en trois catégories :

1. Les réducteurs d'eau : Ces adjuvants visent principalement à obtenir des mélanges plus homogènes et à faciliter les opérations de mise en place.
2. Les retardateurs de prise : Leur fonction principale est d'éviter les risques de prise prématurée et la formation de joints froids, assurant ainsi un temps de travail adéquat.
3. Les agents entraîneurs d'air : L'utilisation de ces agents dans les BCR reste un défi, car ils peuvent poser des problèmes importants lors de la production de ce type de béton.

Ces adjuvants jouent un rôle crucial dans l'optimisation des propriétés des BCR en fonction des exigences spécifiques de chaque projet.

### **VI.1.5 les différentes méthodes de formations de béton bcr**

La formulation des mélanges de béton compacté au rouleau (BCR) pour les barrages vise à créer un matériau économique et performant, adapté aux exigences spécifiques de chaque projet. Le choix entre un BCR pauvre ou riche en liant dépend de la conception du barrage, de son emplacement, de la disponibilité des matériaux et des équipements de malaxage, ainsi que de la durée prévue pour la construction. Un BCR pauvre nécessite l'installation d'une membrane amont pour éviter l'infiltration d'eau, tandis qu'un BCR riche en liant rend toute la section du barrage imperméable.

L'American Concrete Institute identifie cinq méthodes de formulation pour les BCR de barrages, qui débutent par la sélection des propriétés souhaitées pour le béton et la caractérisation des matériaux. Des essais de gâchées sont effectués pour garantir l'ouvrabilité optimale du BCR lors de la mise en place.

Ces méthodes assurent que le BCR satisfait aux normes de qualité et de performance requises pour les barrages, en tenant compte des critères de conception, de la cohésion entre les couches de BCR et de la perméabilité du béton.

#### **VI.1.5.1 Méthode de la corporation des ingénieurs de l'armée Américains U.S. Army Corps of Engineers method**

Elle est développée par la corporation des ingénieurs de l'armée Américaine repose sur une approche expérimentée dans la construction de barrages avec des BCR.

Fondamentalement, elle débute par la détermination d'un rapport eau/liant maximal

adapté aux critères de performance spécifiques exigés pour chaque projet. Cette méthode intègre également une estimation de l'air occlus, généralement fixée à environ 1% du volume total du mélange. La quantité d'eau est calculée avec précision en fonction du diamètre maximal des gros granulats ( $\Phi_{\max}$ ) et du temps de test Vebe, permettant ainsi des ajustements fins pour optimiser la maniabilité du BCR sur le chantier. Les essais de gâchées sont essentiels pour valider et ajuster la formulation du mélange afin de garantir la performance attendue du béton.

#### **VI.1.5.2 Méthode Japonaise (the RCD method)**

La méthode Japonaise, également connue sous le nom de Roller Compacted Concrete in Dam (RCD), est spécifiquement conçue pour les barrages monolithiques. Elle se distingue par l'utilisation de couches épaisses de BCR (700 à 1000 mm), protégées par une enveloppe extérieure en béton conventionnel. L'objectif principal est de minimiser la teneur en ciment en incorporant des cendres volantes, ce qui permet de réduire la chaleur d'hydratation. De plus, des adjuvants chimiques sont utilisés pour contrôler la quantité d'eau de gâchage, favorisant ainsi un compactage efficace du mélange par des rouleaux vibrants. Un rapport élevé sable/granat est privilégié pour prévenir la ségrégation des matériaux et assurer une homogénéité optimale du BCR. Cette approche garantit non seulement la résistance mécanique requise, mais aussi une bonne adhérence entre les différentes couches de BCR, essentielle pour la durabilité et la performance à long terme des structures de barrage.

#### **VI.1.5.3 Méthode du BCR riche en liant (the high-paste method)**

Développée pour obtenir des BCR avec des résistances mécaniques élevées et une perméabilité réduite similaire aux bétons conventionnels, cette méthode utilise des taux élevés de ciment et jusqu'à 75% d'ajouts cimentaires. Elle nécessite une gestion précise de la quantité d'eau et des cendres volantes pour contrôler la maniabilité du mélange et assurer une bonne adhérence entre les couches.

#### **VI.1.5.4 Méthode simplifiée des sols (the simplified soils method)**

La méthode du BCR riche en liant est spécifiquement développée pour produire des BCR avec des caractéristiques mécaniques élevées et une perméabilité réduite,

comparable aux bétons conventionnels. Cette approche nécessite l'utilisation de quantités significatives de ciment, parfois jusqu'à 75% d'ajouts cimentaires, pour atteindre les performances requises. La formulation précise du mélange implique une gestion rigoureuse de la quantité d'eau et des cendres volantes, ce qui permet de contrôler la maniabilité du BCR pendant la mise en place. La méthode vise également à assurer une bonne adhérence entre les différentes couches de BCR, essentielle pour minimiser les risques de fissuration et garantir l'intégrité structurelle du barrage sur le long terme. Des essais de gâchées sont généralement réalisés pour ajuster finement la formulation du mélange et s'assurer qu'il répond aux normes de qualité et de performance exigées.

#### **VI.1.5.5 Méthode du BCR pauvre en liant (the lean RCC method)**

La méthode du BCR pauvre en liant, inspirée des techniques de stabilisation des sols au ciment, utilise généralement environ 120 kg/m<sup>3</sup> de ciment avec la possibilité d'incorporer jusqu'à 40% d'ajouts cimentaires. Cette approche privilégie une courbe granulométrique économique des granulats, caractérisée par une forte proportion de fines pour optimiser le remplissage des vides intergranulaires. Les gros granulats utilisés ont un diamètre maximal de 75 mm. Contrairement aux méthodes conventionnelles qui utilisent un rapport eau/liant standard, la quantité d'eau est ajustée empiriquement pour obtenir une consistance optimale du mélange, basée sur l'expérience pratique. Des essais de gâchées sont souvent réalisés pour affiner la formulation du mélange et assurer sa mise en œuvre efficace sur le chantier, tout en garantissant les propriétés mécaniques requises pour la construction durable de barrages.

### **VI.2 La conception du barrage et ces ouvrages annexes**

La conception d'un barrage représente la création d'une structure artificielle visant à retenir les eaux d'un cours d'eau pour la gestion des eaux de surface, comme les précipitations. Il existe divers types de barrages à travers le monde, incluant les barrages-poids, les barrages-voûtes, les barrages mixtes poids-voûte, et les barrages en remblai. Chaque type nécessite une planification spécifique tenant compte de la fondation du barrage, des caractéristiques géographiques des rives de la vallée, de la topographie du site, et d'autres paramètres essentiels.

Les barrages sont souvent accompagnés d'ouvrages complémentaires cruciaux, parmi lesquels :

- L'évacuateur de crues, conçu pour gérer les débits élevés lors des crues.
- L'ouvrage de prise d'eau, permettant de capter l'eau en amont du barrage pour différents usages.
- L'ouvrage de vidange de fond, utilisé pour contrôler le niveau d'eau et la sédimentation à l'aval du barrage.

Le dimensionnement précis de ces ouvrages dépend d'études approfondies de géologie et d'hydrologie. Ces études sont essentielles pour comprendre le terrain, évaluer la capacité du site à supporter la structure du barrage, et estimer le débit maximal en cas de crue. Ce processus garantit non seulement la sécurité et la fonctionnalité du barrage mais aussi sa durabilité à long terme dans la gestion des ressources en eau.

### **VI.2.1 Ouvrage d'évacuation de crues**

- Il est primordial d'avoir un ouvrage d'évacuation de crues afin de sécuriser le déversement des débits exceptionnels lorsque la retenue atteint sa capacité maximale, afin d'éviter tout risque de débordement sur la digue ou d'érosion préjudiciable à la structure.
- Critères de choix de l'évacuateur de crues :
  1. Fiabilité et sécurité opérationnelle : Assurer que l'évacuateur fonctionne de manière fiable et sécurisée lors des crues pour protéger les infrastructures en aval.
  2. Défis liés à la mise en œuvre : Évaluer les défis techniques et logistiques associés à la construction et à l'installation de l'évacuateur, adaptés aux conditions spécifiques du site.
  3. Caractéristiques topographiques du site : Concevoir l'évacuateur en tenant compte des particularités du terrain pour une performance optimale et une intégration harmonieuse avec l'environnement.
  4. Conditions géologiques du site : Évaluer la stabilité du sol et les propriétés géologiques locales pour assurer la résistance et la durabilité de l'ouvrage face aux forces hydrodynamiques.

- 5. Simplicité d'entretien : Assurer que l'évacuateur est conçu pour faciliter les opérations d'entretien régulières et assurer sa longévité opérationnelle.
- 6. Flexibilité pour des ajustements : Prévoir la capacité d'adapter l'évacuateur aux changements des conditions hydrologiques ou des besoins opérationnels à long terme.
- 7. Implications financières :Évaluer les coûts associés à la construction, à l'entretien et à la gestion de l'évacuateur, en tenant compte des budgets disponibles et des exigences financières du projet.

Ces critères sont essentiels pour garantir que l'ouvrage d'évacuation de crues fonctionne efficacement, contribuant ainsi à la sécurité des infrastructures hydrauliques et à la protection contre les risques d'inondation pour les zones en aval du barrage.

Pour notre cas nous avons que le évacuateur est incluse dans le corps de barrage.

➤ **Le déversoir**

Le déversoir sera construit en béton armé, avec l'adoption du profil de Creager choisi spécifiquement pour optimiser l'écoulement. La conception de la section transversale du déversoir est basée sur la modélisation du profil adapté à la charge de déversement, en utilisant une équation spécifique pour définir sa forme précise.

$$\frac{Y}{H} = 0.47 \times \left(\frac{X}{H}\right)^{1.80} \dots\dots\dots(VI.1)$$

Avec :

Y : c'est ordonnée du profil (m).

X : c'est abscisse du profil (m).

H : c'est charge sur le seuil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dev} = S \times L \dots\dots\dots(VI.2)$$

Avec :

L : Largeur déversant (m).

S : Section transversale (m<sup>2</sup>).

**Tableau VI.1:** Coordonnées d'un profil du déversoir d'après CreagerOfitsérove

Coordonnées pour construire le profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=1m			Profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H0=4 m			
X/H	Surface Intérieure (Profil du déversoir)	Surface Extérieure	H(m)	X/H	Y/H	Y'/H
0	0.126	-0.831	4.000	0.000	0.504	-3.324
0.1	0.036	-0.803		0.400	0.144	-3.212
0.2	0.007	-0.772		0.800	0.028	-3.088
0.3	0	-0.74		1.200	0.000	-2.960
0.4	0.007	-0.702		1.600	0.028	-2.808
0.6	0.06	-0.62		2.400	0.240	-2.480
0.8	0.147	-0.511		3.200	0.588	-2.044
1	0.256	-0.38		4.000	1.024	-1.520
1.2	0.393	-0.219		4.800	1.572	-0.876
1.4	0.565	-0.03		5.600	2.260	-0.120
1.7	0.873	0.305		6.800	3.492	1.220
2	1.235	0.693		8.000	4.940	2.772
2.5	1.96	1.5		10.000	7.840	6.000
3	2.824	2.5		12.000	11.296	10.000
3.5	3.818	3.66		14.000	15.272	14.640
4	4.93	5		16.000		
4.5	6.22	6.54	18.000			

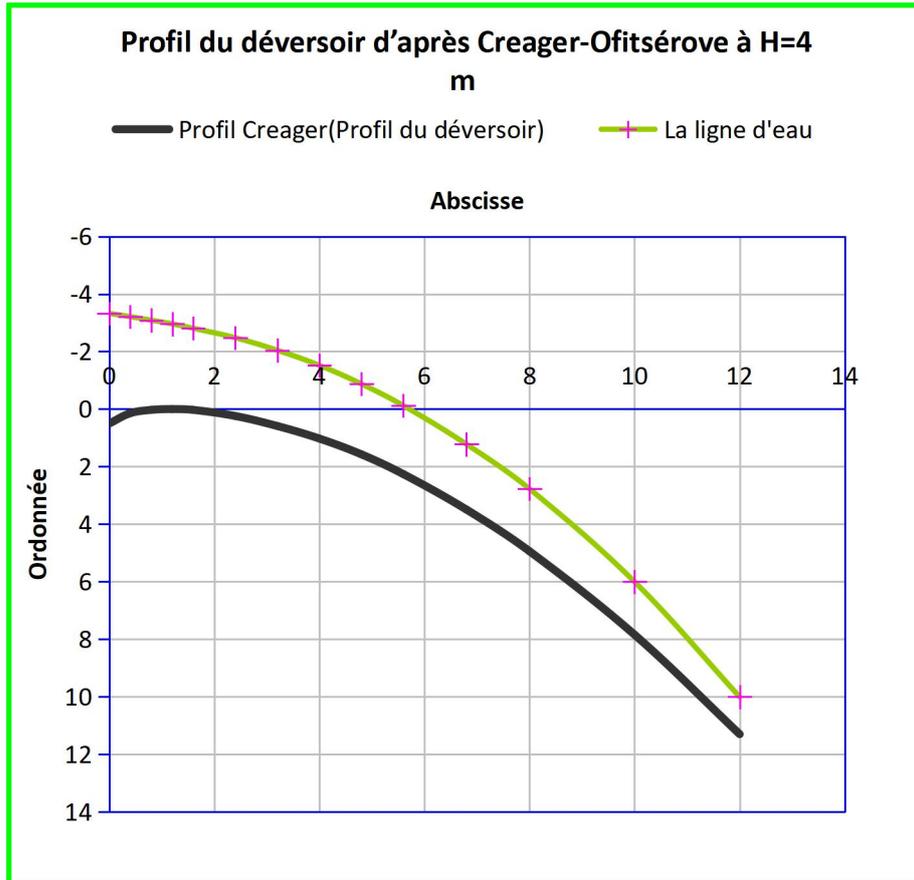


Figure VI.1 : le profil du déversoir pour B=100m et H=4m.

➤ **coursier**

On obtient pour une coursier marche escaliers à cause de notre variante de barrage en BCR est déjà construite en marche d'escaliers

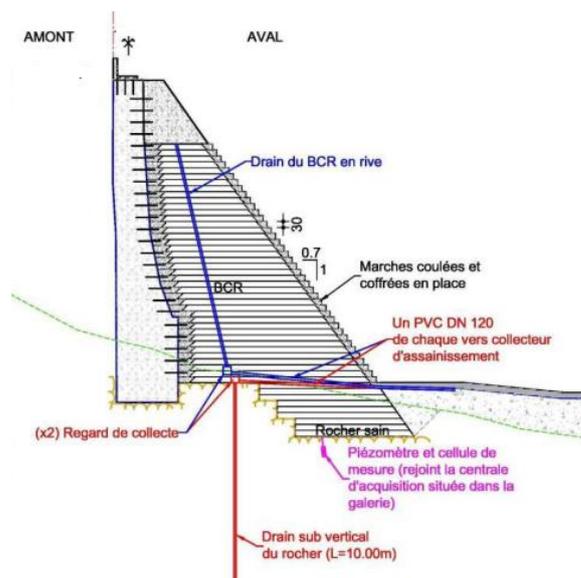


Figure VI.2 : le profil du coursier marche escaliers

## Dimensionnement d'un Coursier à Marches Escaliers

Le dimensionnement d'un coursier à marches escaliers peut être déterminé en considérant divers paramètres influençant les conditions d'écoulement, notamment la hauteur des marches, la longueur des marches, l'inclinaison de la pente par rapport à l'horizontale et le débit unitaire. Les relations empiriques suivantes sont essentielles pour évaluer les conditions d'écoulement et dimensionner correctement le coursier à marches escaliers :

### 1. Conditions pour l'Occurrence de l'Écoulement en Nappe Isolée

Selon Chanson (1994-a) et Rand (1955), l'écoulement en nappe isolée avec un saut hydraulique pleinement développé se produit dans un intervalle de pente chute ( $h/l$ ) de 0.2 à 0.6. La condition critique pour l'occurrence de l'écoulement en nappe isolée est définie par l'équation suivante :

$$\frac{y_c}{h} \leq 0.0916 \left( \frac{h}{l} \right)^{-1.276} \dots\dots\dots(VI.3)$$

Cette relation indique que pour une pente donnée ( $h/l$ ), la hauteur de chute ( $h$ ) doit respecter cette condition pour permettre la formation d'un saut hydraulique pleinement développé.

#### ➤ Profondeur critique

La profondeur critique pour la section rectangulaire est calculée comme suit :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times B^2}} \dots\dots\dots(VI.4)$$

Avec :

**Q** : Débit à évacuer ( $m^3/s$ ), **Q = 1583  $m^3/s$**

**g** : l'accélération de pesanteur, **g = 9.81  $m/s^2$**

**b** : largeur du chenal, **B = 100  $m$**

$$h_c = 2.94$$

Après faire une interpolations nous avons les dimensionnement des marche suivants

$$h = 0.7m$$

$$L = 0.9m$$

on passe maintenant à vérifier les conditions de limites inférieurs et supérieurs avec

### 2.Limites Inférieures de la Hauteur de Marche pour l'Écoulement en Nappe

Yasuda et al. (2001) ont proposé une relation pour déterminer la limite inférieure de la hauteur de marche (h) nécessaire pour que l'écoulement en nappe se produise, sous les conditions suivants

$$\left(\frac{h}{y_c}\right) = 0.57\left(\frac{h}{l}\right)^3 + 1.3 \dots \dots \dots (VI.5)$$

Où  $y_c$  est la profondeur critique. L'équation est donnée par :

Cette relation permet de déterminer la hauteur minimale de marche nécessaire en fonction de la profondeur critique et de la pente de la chute

$$0.1 \leq \frac{h}{l} \geq 1.43 \dots \dots \dots (VI.6)$$

$$0.1 \leq \frac{h}{y_c} \geq 1.43 \dots \dots \dots (VI.7)$$

Nous avons

$$0.1 \leq \frac{h}{l} = 0.78 \geq 1.43$$

$$0.1 \leq \frac{h}{y_c} = 0.23 \geq 1.43$$

Et après interpolations nous avons  $h = 0.6$  et  $0.6 < 0.7$

La condition est vérifiée cela indique que la limite inférieure est valide

En plus des relations précédemment mentionnées pour déterminer les conditions d'écoulement en nappe isolée sur un coursier à marches escaliers, plusieurs autres conditions et relations empiriques sont pertinentes pour garantir le bon fonctionnement du système hydraulique. Voici quelques ajouts basés sur les recherches de Chanson (2001-a) et Chinnarasri (2002) :

**3. Limite Supérieure du Régime d'Écoulement en Nappe**

Chanson (2001-a) a défini la limite supérieure du régime d'écoulement en nappe pour un coursier à marches escaliers comme suit :

$$\frac{y_c}{h} = 0.89 - 0.4 \frac{h}{l} \dots \dots \dots (VI.8)$$

Cette relation est valide pour un écoulement uniforme ou quasi-uniforme (non un écoulement rapidement varié) et pour des valeurs de pente chute (h/l) comprises entre 0.05 et 1.7.

$$0.05 \leq \frac{h}{l} \leq 1.7 \dots \dots \dots (VI.9)$$

nous avons  $\frac{h}{l} = 0.78$

$$0.1 \leq 0.78 \leq 1.43$$

Après interpolations nous avons  $h = 0.9$  et  $0.7 < 0.8$

La condition est vérifiée cela indique que la limite inférieure est valide

En résumé les conditions sont vérifiées cela signifie que notre dimensionnement est correct

➤ **Calcul de l'Énergie Dissipée dans un Coursier à Marches Escaliers**

Pour un canal à marches avec écoulement en nappe, disposant d'un nombre suffisant de marches permettant d'atteindre un écoulement uniforme dans la dernière marche, la hauteur résiduelle  $H_r$  immédiatement en aval du canal peut être exprimée comme suit :

$$H_r = y_1 + \frac{q^2}{2gy_1^2} \dots \dots \dots (VI.10)$$

Où  $y_1$  est la profondeur de l'écoulement et  $q$  est le débit par unité de largeur.

L'énergie dissipée  $\Delta H$  est alors exprimée comme :

$$\Delta H = H_{max} - H_r \dots \dots \dots (VI.11)$$

Où  $H_{max}$  est la hauteur maximale.

**Expression de Chanson (1994-b) pour le Saumon Hydraulique**

Chanson (1994-b) a développé l'expression suivante, valide pour les déversoirs à écoulement libre et écoulement en nappe avec un saut hydraulique pleinement développé :

$$\text{où : } \frac{H_r}{H_{max}} = \frac{\Delta H}{H_{max}} = 1 - \frac{H_r}{H_{max}} = 1 - \frac{y_1 + \frac{1}{2} \frac{y_c^3}{y_1^2}}{H_d + \frac{3}{2} y_c} = 1 - \frac{\lambda + \frac{1}{2} \lambda^{-2}}{\frac{H_d}{y_c} + \frac{3}{2}}$$

$$\frac{1.715 \left(\frac{y_c}{h}\right)^{-0.55} + 0.54 \left(\frac{y_c}{h}\right)^{0.275}}{1.5 + \frac{H_d}{y_c}} \dots \dots \dots (VI.12)$$

- $y_c$  est la profondeur critique.
- $H_d$  est la hauteur du barrage mesurée depuis le bas de la section jusqu'au sommet du déversoir.

**Analyse de Fratino et al. (2000) de la Dissipation d'Énergie**

Fratino et al. (2000) ont analysé la dissipation d'énergie à la base d'un déversoir en marches sous écoulement en nappe, en utilisant des relations similaires pour comprendre comment l'énergie est dissipée le long du canal.

Avec

$$\lambda = \frac{\sqrt{2}}{\frac{3}{2\sqrt{2}} + \sqrt{\frac{h}{y_c} + \frac{3}{2}}} \dots \dots \dots (VI.13)$$

A. N

$$\frac{Hr}{Hmax} = 0.027$$

$$\lambda = 0.53$$

$$\frac{\Delta H}{Hmax} = 0.97$$

En conclusions notre coursier de marche d'escaliers avec  $h = 0.7\text{m}$  de hauteur et  $l = 0.9\text{m}$  de Longueur par marche nous avons un énergie dissipée de 97%

### ➤ Bassin de dissipation

Le bassin de dissipation est une solution efficace pour absorber l'énergie cinétique de l'eau dans un canal à écoulement torrentiel. Cette approche permet de réduire la vitesse de l'eau à un niveau compatible avec la stabilité des berges en aval. La dissipation d'énergie se produit par un ralentissement brusque de la vitesse de l'écoulement, transformant ainsi l'écoulement de régime torrentiel à régime fluvial. La conception et le type de bassin de dissipation sont déterminés en fonction de l'énergie présente dans l'écoulement torrentiel.

### Principe de Fonctionnement

Le principe de fonctionnement d'un bassin de dissipation repose sur la création d'un ressaut hydraulique. Un ressaut hydraulique est une transition abrupte entre un écoulement rapide et un écoulement plus lent, ce qui entraîne une perte d'énergie significative et une diminution de la vitesse de l'eau.

**Tableau VI. 2** Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR.

Fourchette du nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1 \leq Fr \leq 1.7$	Ressaut ondulé
$1.7 \leq Fr \leq 2.5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface
$2.5 \leq Fr \leq 4.5$	Ressaut oscillant
$4.5 \leq Fr \leq 9$	Ressaut stable
$Fr \geq 9$	Ressaut fort (écoulement très turbulent)

### Détermination de la Forme et du Type de Bassin

Les essais effectués par le Bureau of Reclamation des États-Unis (USBR) montrent que la formation du ressaut hydraulique dépend directement du nombre de Froude de l'écoulement entrant. Le nombre de Froude ( $Fr$ ) est un paramètre sans dimension qui caractérise le régime de l'écoulement :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y}} \dots\dots\dots(VI.13)$$

où :

- $V$  est la vitesse de l'écoulement = 29.32 m/S
- $g$  est l'accélération due à la gravité,
- $y$  est la profondeur hydraulique.

A.N: 
$$Fr = \frac{29.32}{\sqrt{9.81 \times 4}} = 4.62$$

Vu que  $V > 15\text{m/s}$  et  $Fr$  est inférieur à 9. L'utilisation d'un bassin de dissipation de type III, recommandé par l'USBR pour les débits élevés et les nombres de Froude importants, permet de gérer efficacement l'énergie des écoulements torrentiels. En suivant les principes de conception et en vérifiant la formation correcte du ressaut hydraulique, on assure la stabilité et la sécurité des infrastructures hydrauliques en aval

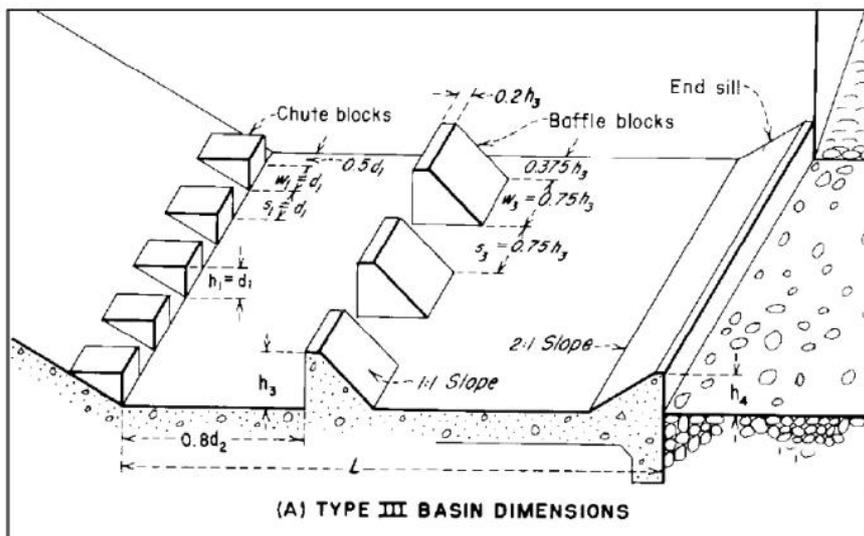


Figure VI. 3 Schéma représentatif du bassin de dissipation USBR type III.

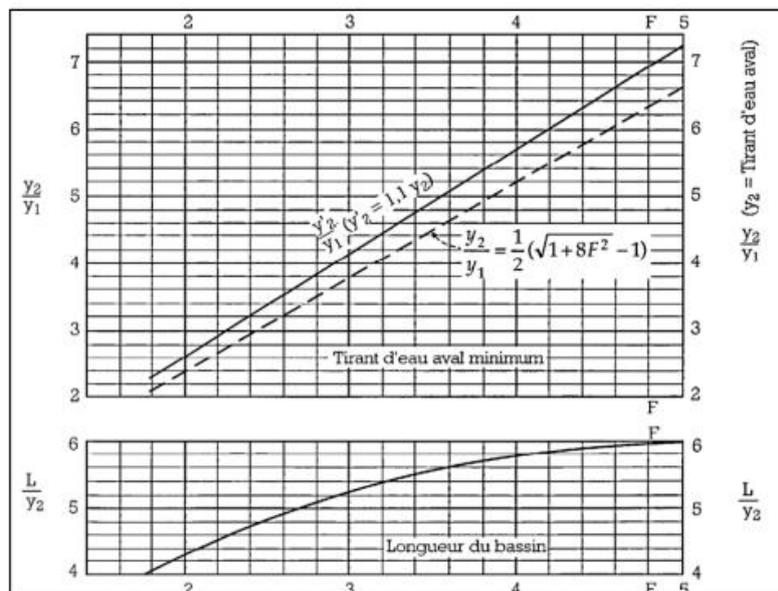


Figure VI. 4 Abaque des caractéristiques du bassin de dissipation en fonction de  $y_1$  et  $y_2$

**A. Détermination des caractéristiques du bassin**

D'après les abaques :y

$$\frac{y_1 - 1}{y_2} \left( \sqrt{\sqrt{1 + 8F_{r2}} - 1} \right) = 12.05$$

Avec :

y<sub>1</sub> : tirant d'eau avant le ressaut.

y<sub>2</sub> : tirant d'eau après le ressaut.

L<sub>a</sub> : longueur de bassin de dissipation.

Alors

$$y_2 = 10.33\text{m}$$

La longueur des dissipateurs (L<sub>b</sub>) :

$$L_b = y_2 (1.6 + 0.1788F_{r1} + 0.007F_{r2}^2) \dots \dots \dots (VI.14)$$

AN :

$$L_b = 36\text{m}$$

**B. Dimensionnement des blocs de chute :**

On a: d<sub>1</sub>=S<sub>1</sub>=W<sub>1</sub>=y<sub>1</sub>

Avec:

W<sub>1</sub>: L'épaisseur du bloc de chute,

S<sub>1</sub>: L'espacement entre deux blocs de chutes successives,

y<sub>1</sub>: La hauteur du bloc de chute.

**Tableau VI.3** Dimensions des dents déflectrices

Grandeur	Formule	Formule Valeur (m)
Hauteur h	y <sub>1</sub>	0.84
Epaisseur W	y <sub>1</sub>	0.84
Espace entre les dents S	y <sub>1</sub>	0.84

Le nombre de dents défectrices (n) :

$$n = \frac{b}{2 \times y_1} \dots \dots \dots (VI.14)$$

A. N

**n =16 Dents**

C. Les dimensions des blocs de chicane :

$$h_3 = y_1 (0.545 + 0.175Fr_1) \dots \dots \dots (VI.15)$$

AN:

**h<sub>3</sub>=2.32 m.**

**Tableau VI. 4** Les dimensions des blocs Chicanes du bassin de dissipation

Grandeur	Formule	Valeur (m)
Hauteur	h <sub>3</sub>	1.71
Epaisseur	0.75h <sub>3</sub>	1.2825
Epaisseur supérieure	0.2 h <sub>3</sub>	0.342
Espace entre les blocs	0.75 h <sub>3</sub>	1.2825

Espacement entre les blocs de chute et les blocs de chicanes: d=0.8d<sub>2</sub>

Avec

$$d_2 = \frac{Lb}{1.071 + 0.358Fr_1 - 0.025Fr_1^2 + 0.00055Fr_1^3} \dots \dots \dots (VI.15)$$

AN : d<sub>2</sub>=14.3 m ; donc : d=11.44 m,

On prend

**d<sub>2</sub>=14.3m**

Les dimensions du seuil terminal

$$h_4 = y_1 (0.956 + 0.063Fr_1) \dots\dots\dots(VI.16)$$

$$h_4 = 2.15 \text{ m}$$

## VI.2.2 Ouvrage de Vidange

L'ouvrage de vidange est essentiel pour tout type de barrage, qu'il s'agisse d'un barrage de retenue collinaire ou d'un barrage avec une grande capacité d'évacuation.

Ses principales fonctions sont :

En quelques jours, il est nécessaire de vider complètement ou partiellement le réservoir pour les opérations de purge et d'entretien.

- Être éventuellement utilisé comme un évacuateur auxiliaire.

Le niveau d'eau doit être réduit en cas de menace pour le barrage, que ce soit en raison de dangers naturels ou de conflits armés.

- Assurer le niveau d'eau en hausse pendant la première étape de remplissage.

### VI.2.2.1 Types d'Ouvrages de Vidange

Les conduites de vidange sont généralement placées sous le barrage et peuvent être de plusieurs types :

#### ❖ Conduite de Vidange en Charge

Quand la conduite est sous pression, il est essentiel de garantir une étanchéité complète. Dans un barrage en terre, toute fuite peut engendrer des pressions interstitielles dangereuses ou entraîner la formation de renards (érosions internes).

Une canalisation en acier enveloppée de béton armé ou une canalisation à âme en tôle est généralement utilisée sous le remblai.

❖ Conduite de Vidange à Écoulement Lib

Ce genre de système est employé pour les constructions de grande envergure ou lorsqu'il y a un danger de transport de matières solides par vidange. La conduite peut varier selon :

- Un tuyau de grand diamètre en acier.
- Une canalisation en béton de type galerie ou ovoïde.

**VI.2.2.2 Choix du Type d'Ouvrage de Vidange de Fond**

Dans le cadre de notre projet, la retenue est classée au niveau IV, ce qui indique que la capacité d'évacuation de l'eau n'est pas une priorité majeure. Une conduite en charge est donc appropriée pour le transport des eaux. Par conséquent, le choix retenu pour la structure de vidange est une conduite en charge.

**VI.2.2.3 Dimensionnement de l'Ouvrage de Vidange**

Calcul Hydraulique de la Conduite de Vidange :

Lors de la vidange de fond, l'eau évacuée comprend le volume utile de la retenue ainsi que le volume d'eau entrant dans la retenue pendant cette période.

Le débit évacué par la vidange est donné par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{v_u}{T} + Q_r \dots \dots \dots (VI.17)$$

où :

- $v_u$  représente le volume utile de la retenue en  $m^3$ .
- $T$  est le temps de vidange en jours, ici  $T = 21$  jours.
- $Q_r$  est le Le débit qui pénètre dans la retenue pendant la période de vidange, qui correspond au débit moyen annuel correspondant au débit moyen annuel.

Le débit entrant dans la retenue pendant la vidange,  $Q_r$ , est calculé selon la formule :

$$Q_r = \frac{A_0}{T_{ans}} \dots \dots \dots (VI.18)$$

où :

- $A_0$  représente l'aire du bassin versant ou une unité de mesure pertinente pour le contexte hydrologique du projet.

Cette approche permet de dimensionner la conduite de vidange de manière à gérer efficacement le volume d'eau à évacuer, en prenant en compte à la fois le volume stocké dans la retenue et le volume d'eau entrant pendant la période de vidange.

AN:

$$Q_{vf} = \frac{31.91 \times 10^6}{21 \times 24 \times 3600} + \frac{198,5 \times 10^6}{365 \times 24 \times 3600} = 23.88 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

➤ Calcul de la section de la conduite du vidange de fond et son diamètre :

$$Q_{vf} = \mu \times S \times \sqrt{2gH} \dots \dots \dots \text{(VI.19)}$$

Avec :

S : section de la vanne (m<sup>2</sup>) ;

μ : est coefficient de débit μ=0.8÷0.85 .

H : Hauteur entre le niveau normal de la retenue et l'aval H=31.91m

D'où :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \times \sqrt{2gH}} \dots \dots \dots \text{(VI.20)}$$

$$S = \frac{23.88}{0.8 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 31.91}} = 1.19$$

La section de la vanne est :

$$S = \frac{\pi d^2}{4} \dots \dots \dots \text{(VI.21)}$$

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = 1.23m$$

On prend

**D=1250 mm**

• Correction du coefficient du débit trouvé

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\sum \delta}} \dots\dots\dots(VI.22)$$

D'où :

$\delta$  Les coefficients des pertes de charges linéaires et singulières sont la somme.

La formule suivante donne le coefficient de pertes de charges linéaires :

$$\delta_1 = \frac{D \times l}{\lambda} \dots\dots\dots(VI.23)$$

Avec :  $\lambda$  : Coefficient de pertes de charges linéaires ;

**D** : Diamètre de la conduite ; D=1250 mm ;

**n** : Coefficient de rugosité ; n = 0.014 ;

**L** : Longueur de la conduite de vidange en m ; L=640 m.

AN

$$\lambda = \frac{125 \times n^2}{D^3} = \frac{125 \times 0.014^2}{1.25^3} = \mathbf{0.022}$$

$$\delta_1 = \frac{1.25 \times 640}{0.022} = \mathbf{11.264 \text{ m}}$$

Nous avons les pertes de charges singulières sont :

$$\delta_e = 0.5 ;$$

$$\delta_{sortie} = 1 ;$$

$$\delta_{vannes} = 0.25 + 0.25 = 0.5 ;$$

$$\delta_{grille} = 0.26$$

$$\sum \delta_s = 2.26$$

AN

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+(11.26+2.26)}} = \mathbf{0.262}$$

On calcul maintenant la Surface

$$S = \frac{23.88}{0.262 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 31.91}} = 3.64 \text{ m}^2$$

Le diamètre sera donc :

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = 2.15m$$

On prend

$$D = 2200 \text{ mm.}$$

**Calcul du temps de vidange d'un barrage :**

Pour calculer le temps nécessaire pour vider un barrage, nous utilisons les formules suivantes :

**Temps de vidange (T) :** Le temps de vidange en jours est donné par la formule :

$$T = \frac{V}{Q} \dots \dots \dots (VI.24)$$

- 1. T : Temps de vidange en jours.
- 2. V: Volume d'eau dans la cuvette à évacuer en mètres cubes (m³).
- 3. Q : Débit d'évacuation en mètres cubes par seconde (m³/s).

**Débit d'évacuation (Q) :** Le débit d'évacuation est calculé à partir de la formule suivante

où Q est défini comme :

$$Q = \mu \times W \times \sqrt{2g.Z} \dots \dots \dots (VI.25)$$

$\mu$ : Coefficient de débit (typiquement entre 0.8 et 0.85).

W : Surface de la section transversale de la conduite en mètres carrés, calculée par

$$W = \frac{\pi d^2}{4}$$

D est le diamètre de la conduite en mètres.

g : Accélération due à la gravité.

$$Q = K \times \sqrt{Z} \dots\dots\dots(VI.25)$$

$$K = \mu \times W \times \sqrt{2g} \dots\dots\dots(VI.25)$$

$$K = 0.262 \times \frac{\pi \times 2.2^2}{4} \times \sqrt{2g} = 5.58$$

Les résultats du calcul du temps de vidange pour une hauteur de 0,5m du barrage sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.5** Calcul du temps de vidange

Cote niveau D'eau (m)	COTE Moy (m)	Zm	Q (m3 /s)	V (Mm3)	T (S)
60.12					
59.62	59.87	35.87	33.4	45.8	1369700
59.12	59.37	35.37	33.2	43.5	1311380
58.62	58.87	34.87	33.0	33.1	1005334
58.12	58.37	34.37	32.7	34.9	1067878
57.62	57.87	33.87	32.5	34.3	1056784
57.12	57.37	33.37	32.2	33.0	1023460
56.62	56.87	32.87	32.0	32.4	1012458
56.12	56.37	32.37	31.7	32.1	1012136

Le temps de vidange est de :

**T=12Jours, 08 Heures, 30min**

Les dispositifs constitués de la conduite de vidange doivent inclure plusieurs recommandations pour assurer leur bon fonctionnement et leur durabilité. Premièrement, il est essentiel d'avoir une protection en amont pour éviter les problèmes liés au transport solide, tels que le colmatage. Cette protection permet de maintenir la conduite dégagée et fonctionnelle. De plus, il est nécessaire de prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements, qui peuvent endommager la structure environnante et compromettre la stabilité du système de vidange.

Il est important de planifier minutieusement le nombre et la position des vannes en fonction du type des conduites, de leurs diamètres, de la charge amont du barrage et du volume d'eau stocké. La configuration idéale pour contrôler le flux d'eau et assurer une gestion efficace de la vidange est déterminée par ces éléments. Ainsi, il est recommandé de consulter le tableau VI.5 qui donne des informations précises sur ces paramètres.

Enfin, il est crucial de prévoir une bonne assise pour la conduite. Une assise stable et bien conçue assure que la conduite reste en place et fonctionne correctement, même sous des conditions de charge variables. Cela implique une analyse rigoureuse du terrain et des matériaux de construction pour garantir une installation durable et fiable.

**Tableau V. 6** Disposition minimums de vidange à tenir en compte. Source (S. AMRINE J2008).

$H_2 * V_{1/2}$	Type de conduite	Diamètre en mm	Nombre de position de vannes
<30	PVC ou Aciers	(160-200) 300 en acier	Une vanne en aval
30 – 100	Aciers	300-400	
100 – 300	Acier ou béton en âme tôle	400-600	Une vanne de garde aval et une vanne de garde amont
300 – 800		600-800	
700 – 1500		800-1200	
>1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		vanne de réglage et en garde en aval

Avec :

**H** : hauteur du barrage en m

**V** : volume d'eau stockée en Mm<sup>3</sup> =  $V_{NNR}$

A.N :

$H^2 * V_{1/2} = (57.7)^2 * 60.12^{1/2} = 1203334.80 > 1500$ , donc on opte pour une galerie en béton armé

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant.

**Tableau V. 7** Calcul de la vidange de fond

Paramètre	Paramètre
$H^2 * V_{1/2} \text{ (m}^3\text{/s}^{1/2}\text{)}$	1203334.80
<b>Q (m<sup>3</sup>/s)</b>	25.8
<b>H (m)</b>	31.91
<b>μ</b>	0.262
<b>λ (m)</b>	0.022
<b>δ (m)</b>	2.26
<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	3.64
<b>D (mm)</b>	2200
<b>T</b>	12Jours, 08 Heures, 30min

**VI.2.3 La prise d'eau****➤ Emplacement et Fonction**

Cet ouvrage a pour objectif d'extraire, à tout moment, le débit nécessaire d'un cours d'eau ou d'un réservoir pour différents usages : irrigation, stations de traitement d'eau potable ou production d'énergie électrique en particulier. Cela nécessite, dans tous les cas et autant que possible, de limiter le déplacement des particules solides et de réduire au minimum les pertes de charge à l'entrée de la prise. Types de l'ouvrage de prise d'eau

**1. Prise d'eau flottante**

- Dans cette situation, les ouvrages pour la prise d'eau et la vidange sont distincts, avec un prélèvement d'eau effectué à une profondeur constante. Cependant, le coût de cet ouvrage est considérable, ce qui entraîne la nécessité de mécanismes relativement complexes et exigeant un entretien régulier des composants hydromécaniques.

**2. Prise d'eau en charge**

- Ce conduit est enterré, avec une âme en tôle ou en acier recouverte de béton. Il ne diffère pas du fonctionnement de la vidange et il conserve un seul niveau de prise. Ce type de conduite est extrêmement abordable, ce qui facilite la consommation d'eau tout en minimisant les pertes de charge. En outre, les systèmes de commande sont concentrés au pied inférieur de la digue.

**3. Tour de prise**

- Sur le plan financier, elle est plus onéreuse, mais sur le plan technique, elle offre des bénéfices certains car elle permet de séparer les fonctions de prise et de vidange.

➤ **Choix de type de prises:** La disposition la plus fiable est la prise d'eau fixe à une tour de prise. Il est préférable de choisir la variante qui garantit le meilleur fonctionnement tout en assurant le prélèvement d'eau à plusieurs niveaux en fonction de sa destination à l'aval. L'œuvre qui satisfait à ces critères est effectivement une tour de prise.

➤ Dimensionnement de la prise d'eau

La conduite de prise est dimensionnée en fonction du volume maximal demandé estimé dans la section hydrologie. Ce volume est enregistré en mois de juillet avec une valeur  $U_{80\%max} = 9.1 \text{ Mm}^3$ .

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} \dots \dots \dots (VI.26)$$

T : temps de prise supposé : T=28jours, et chaque jour 12h de fonctionnement).

$$Q_{max} = 7.52 \text{ m}^3/s$$

➤ Calcul de la section de la prise d'eau :

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \dots \dots \dots (VI.27)$$

Avec

$\mu$  : Coefficient de débit ;

S : section de la conduite en  $\text{m}^2$

H : charge d'eau minimale (m), h=5m

La surface est :

$$S = 2.89 \text{ m}^2$$

➤ Calcul de diamètre de la prise d'eau :

Le diamètre de la conduite est

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = 1.79$$

Le diamètre est de 1800mm (Ø1800)

➤ **Correction du coefficient du débit:**

Le coefficient du débit est calculé par la formule suivante :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\sum \delta}} \dots\dots\dots(VI.22)$$

D'où :

$\delta$  Somme des coefficients des pertes de charges linéaires et singulières

Le coefficient de pertes de charges linéaires est donné par la formule suivante :

$$\delta_1 = \frac{D \times l}{\lambda} \dots\dots\dots(VI.23)$$

Avec :  $\lambda$  : Coefficient de pertes de charges linéaires ;

$n$  : Coefficient de rugosité ;  $n = 0.014$  ;

$D$  : Diamètre de la conduite ;  $D=1800$  mm ;

$L$  : Longueur de la conduite de vidange en m ;  $L=640$  m.

**AN**

$$\lambda = \frac{125 \times n^2}{D^3} = \frac{125 \times 0.014^2}{1.8^3} = \mathbf{0.020}$$

$$\delta_1 = \frac{1.25 \times 640}{1.8} = \mathbf{8.53 \text{ m}}$$

Les pertes de charges singulières sont :

$$\delta_e = 0.5 ;$$

$$\delta_{sortie} = 1 ;$$

$$\delta_{vannes} = 0.25 + 0.25 = 0.5 ;$$

$$\delta_{grille} = 0.26$$

$$\mathbf{\sum \delta_s = 10.53}$$

**AN**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+(10.53)}} = \mathbf{0.294}$$

On calcul maintenant la Surface

$$S = \frac{23.88}{0.294 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 31.91}} = 2.98 \text{ m}^2$$

Le diamètre sera donc :

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = 1.9m$$

On prend

$$D = 2000 \text{ mm.}$$

## Conclusion

Les équipements d'un évacuateur de crue sont essentiels pour garantir la sécurité du barrage en contrôlant les crues et en protégeant les zones habitées lors de l'écoulement de l'eau. Il est essentiel d'avoir une estimation précise du débit laminaire afin de dimensionner les ouvrages annexes, dont le fonctionnement hydraulique repose sur l'application des lois de l'écoulement des fluides, ce qui permet de proposer des solutions naturelles, simples et fiables.

Il est indispensable que ce dimensionnement approprié soit accompagné d'une exploitation et d'un entretien rigoureux de l'ouvrage. Cela permet de prévenir divers problèmes, tels que la dégradation du matériel, la cavitation, l'érosion, ainsi que le risque de blocage des conduites. Un entretien adéquat est donc essentiel pour assurer la durabilité et l'efficacité des équipements tout au long de leur période d'utilisation

**Chapitre VII :**

**Organisation de chantier**

### Introduction

L'organisation d'un chantier de construction est une étape cruciale qui conditionne la réussite du projet. Elle inclut l'ensemble des dispositifs matériels et humains nécessaires pour réaliser les travaux de manière efficace, en minimisant les coûts et les délais tout en garantissant la qualité des ouvrages. La mise en place d'une organisation de chantier optimisée permet également de créer un environnement de travail sécurisé et propice à la productivité. Ce chapitre abordera en détail les différents aspects de l'organisation de chantier, y compris les travaux préparatoires, l'installation du chantier, les moyens matériels et humains, ainsi que la gestion des déchets et la protection de l'environnement.

### VII.1 Travaux préparatoires et organisation du chantier pour le project

Les travaux préparatoires sont essentiels pour le bon déroulement du chantier. Ils comprennent plusieurs étapes clés :

#### VII.1.1 Période de préparation

- ❖ Documents nécessaires : La préparation des documents administratifs est une première étape incontournable. Il s'agit d'obtenir toutes les autorisations nécessaires à l'installation du chantier, y compris les permis de construire et les accords des différentes parties prenantes. Ces documents garantissent la légalité des opérations et facilitent la coordination entre les différents acteurs du projet.
  
- ❖ Chronologie et cadence des travaux: Il est crucial de définir un calendrier précis des travaux. Cela inclut l'établissement d'un plan de travail détaillé avec une chronologie des différentes étapes et une estimation des durées nécessaires pour chaque tâche. La cadence des travaux doit être planifiée de manière à éviter les temps morts et à optimiser l'utilisation des ressources disponibles. Une gestion efficace du temps est primordiale pour respecter les délais contractuels et éviter les pénalités de retard.
  
- ❖ Étude de faisabilité : Une étude de faisabilité détaillée doit être réalisée pour évaluer les contraintes techniques, économiques et environnementales du projet.

## Chapitre VII

Cette étude permet de vérifier la viabilité du projet et de déterminer les meilleures solutions techniques pour sa réalisation.

- ❖ **Plan d'exécution:** Le plan d'exécution du projet doit être élaboré avec précision. Il inclut les plans détaillés des ouvrages à réaliser, les méthodes de construction à utiliser, et les procédures de contrôle qualité. Ce plan sert de référence pour toutes les activités du chantier et garantit la cohérence et la coordination des travaux.

### VII.1.2 Achat de matières premières

- **Matériaux de construction :** L'approvisionnement en matériaux de construction doit être soigneusement planifié. Il faut tenir compte des délais de livraison, de la qualité des matériaux, et des quantités nécessaires. Des contrats doivent être établis avec les fournisseurs pour garantir la disponibilité des matériaux en temps voulu. Une gestion rigoureuse des stocks est essentielle pour éviter les interruptions de travail dues à des pénuries de matériaux.
- **Logistique et transport :** La logistique et le transport des matériaux doivent être organisés de manière efficace. Cela inclut la planification des itinéraires de livraison, la gestion des horaires de réception des matériaux, et la coordination avec les fournisseurs et les transporteurs. Une bonne gestion logistique permet de minimiser les coûts de transport et de garantir la ponctualité des livraisons.
- **Stockage et conservation :** Les matériaux doivent être stockés dans des conditions appropriées pour préserver leur qualité. Les zones de stockage doivent être bien organisées et protégées contre les intempéries, la poussière, et les risques de contamination. Des mesures spécifiques doivent être prises pour le stockage des matériaux sensibles, comme le ciment et les produits chimiques.
- **Contrôle de la qualité:** Un système de contrôle de la qualité doit être mis en place pour vérifier la conformité des matériaux aux spécifications du projet. Des tests réguliers doivent être effectués pour s'assurer que les matériaux répondent aux normes de qualité requises. En cas de non-conformité, des actions correctives

## Chapitre VII

doivent être prises rapidement pour éviter tout impact sur le déroulement des travaux.

### VII.2 Mise en place du chantier du projet.

L'installation du chantier consiste à mettre en place toutes les infrastructures nécessaires pour le bon déroulement des travaux. Cela inclut les installations pour le personnel, les zones de stockage des matériaux, les ateliers de réparation des engins, et les installations pour la préfabrication des composants.

#### VII.2.1 Équipements réservés aux employés

- Abris-clos et vestiaires : Les travailleurs doivent disposer de locaux adéquats pour se changer et se reposer. Ces locaux doivent être bien aérés, éclairés et chauffés en hiver. Des vestiaires sécurisés permettent aux travailleurs de ranger leurs effets personnels. Les abris-clos doivent également être suffisamment spacieux pour éviter la promiscuité et garantir le confort des travailleurs.
- Dortoirs et réfectoires : Pour les chantiers éloignés des zones urbaines, des dortoirs peuvent être nécessaires pour héberger les travailleurs. Les réfectoires doivent être suffisamment grands pour accueillir tous les travailleurs pendant les pauses déjeuner. Ils doivent être équipés de tables, de chaises, et de moyens de réchauffage des repas. Une alimentation saine et équilibrée est essentielle pour maintenir la santé et la productivité des travailleurs.
- Installations sanitaires : Des toilettes et des douches doivent être installées en nombre suffisant et maintenues en bon état de propreté. Les installations sanitaires doivent être régulièrement nettoyées et approvisionnées en eau potable et en produits d'hygiène. Des mesures de prévention des maladies doivent être mises en place, notamment par l'information et la sensibilisation des travailleurs.
- Bureaux de chantier : Les bureaux de chantier doivent être équipés pour permettre aux ingénieurs et aux chefs de chantier de travailler dans de bonnes conditions. Ils doivent disposer de moyens de communication (téléphone, internet), de matériel informatique, et de documentation technique. Les bureaux doivent être organisés de manière à faciliter la coordination des travaux et la gestion administrative du chantier.

## Chapitre VII

### VII.2.2 Équipements pour le stockage des matériaux utilisés dans le cadre du projet.

- ◆ Agrégats : Les agrégats nécessaires pour la fabrication du béton doivent être stockés dans des conditions qui préservent leur qualité. Ils doivent être protégés de l'humidité et de la contamination. Des bacs ou des silos de stockage peuvent être utilisés pour faciliter la gestion des quantités et des mélanges.
- ◆ Ciment: Le ciment doit être stocké dans des silos ou des entrepôts fermés pour le protéger de l'humidité. Des mesures de contrôle de la qualité doivent être mises en place pour s'assurer que le ciment reste conforme aux spécifications. Le stockage doit également tenir compte de la rotation des stocks pour éviter le vieillissement du ciment.
- ◆ Aciers: Les barres d'acier et autres éléments métalliques doivent être stockés de manière à éviter la corrosion et à faciliter leur manipulation. Des racks de stockage peuvent être utilisés pour organiser les différentes dimensions et types d'aciers. Un contrôle régulier de l'état des aciers est nécessaire pour prévenir la dégradation.
- ◆ Eau de gâchage : L'eau utilisée pour le gâchage du béton doit être propre et disponible en quantité suffisante. Des réservoirs d'eau doivent être installés à proximité des zones de mélange et de bétonnage. L'eau doit être analysée régulièrement pour vérifier sa qualité et sa conformité aux normes de construction.
- ◆ Béton : Des installations de mélange et de distribution du béton doivent être prévues pour garantir un approvisionnement continu sur le chantier. Cela inclut des centrales à béton fixes ou mobiles, des camions malaxeurs, et des pompes à béton. La gestion des délais de prise et des conditions de cure du béton est essentielle pour assurer la qualité des ouvrages.
- ◆ Énergie électrique : Des générateurs ou des raccordements au réseau électrique doivent être installés pour fournir l'énergie nécessaire aux machines et aux outils. La capacité électrique doit être suffisante pour alimenter l'ensemble des équipements du chantier, y compris les systèmes de sécurité et d'éclairage. Un plan de gestion de l'énergie doit être élaboré pour optimiser la consommation et réduire les coûts.

## Chapitre VII

- ◆ Alimentation en eau potable et carburant : Des réservoirs d'eau potable et de carburant doivent être prévus pour répondre aux besoins du chantier. L'eau potable doit être accessible en tout temps pour les travailleurs, et le carburant doit être stocké dans des conditions de sécurité strictes pour éviter les risques d'incendie ou de pollution. Un suivi rigoureux des consommations permet de garantir l'approvisionnement continu et de maîtriser les dépenses.

### VII.2.3 Facilités de réparation des véhicules

- Atelier de réparation : Un atelier correctement équipé est nécessaire pour l'entretien régulier et les réparations des engins de chantier. Cet atelier doit disposer des outils et des pièces de rechange nécessaires pour effectuer les réparations rapidement et efficacement. Une bonne organisation de l'atelier, avec des zones dédiées à chaque type de réparation, permet de réduire les temps d'immobilisation des engins et d'optimiser la gestion des interventions.
- Gestion des pannes et des interventions: Un système de gestion des pannes et des interventions doit être mis en place pour assurer une maintenance préventive et corrective efficace. Cela inclut la tenue de registres de maintenance, la planification des interventions, et la formation du personnel de maintenance. Une bonne gestion des pannes permet de prolonger la durée de vie des équipements et de réduire les coûts de réparation.



Figure VII.1 : Les engins généralement utilisés dans le chantier.

## Chapitre VII

### VII.2.4 Préfabrication d'installations

- Hangars de préfabrication : Des hangars doivent être installés pour la préfabrication des éléments structurels tels que les poutres, les dalles, les conduites, et les murettes. Ces hangars doivent être équipés de machines et d'outils spécifiques pour la préfabrication. La préfabrication permet de réduire les temps de construction et d'améliorer la qualité des ouvrages grâce à un contrôle plus rigoureux des conditions de fabrication.
- Organisation de la production : La production des éléments préfabriqués doit être organisée de manière à répondre aux besoins du chantier en temps voulu. Cela inclut la planification des cadences de production, la gestion des stocks d'éléments préfabriqués, et la coordination avec les équipes de pose sur le chantier. Une bonne organisation de la production permet de garantir la continuité des travaux et d'éviter les retards.
- Contrôle de la qualité: Un système de contrôle de la qualité doit être mis en place pour vérifier la conformité des éléments préfabriqués aux spécifications du projet. Des inspections régulières et des tests de conformité permettent de détecter et de corriger rapidement les éventuelles non-conformités. La qualité des éléments préfabriqués est un facteur clé pour la durabilité et la sécurité des ouvrages.

### VII.3 Les ressources du chantier

Les moyens nécessaires à la réalisation des travaux de construction comprennent les ressources humaines et matérielles.

#### VII.3.1 Les ressources humaines

- Personnel : Le personnel employé sur le chantier doit être qualifié et formé pour les tâches spécifiques à réaliser. Il inclut des ingénieurs, des chefs de chantier, des ouvriers spécialisés, et des manœuvres. La gestion des ressources humaines doit assurer une répartition optimale des tâches et une bonne coordination entre les différentes équipes.

## Chapitre VII

- Rôles et responsabilités :
  1. Maître de l'ouvrage : Responsable de la définition des objectifs du projet, de l'organisation du financement, et de la gestion des contrats de travaux. Il veille au respect des délais, du budget, et de la qualité des ouvrages.
  2. Maître d'œuvre : Responsable de la conception de l'ouvrage, de la préparation du dossier de consultation, de la supervision des travaux, et des recommandations pour la réception et le paiement. Il joue un rôle clé dans la coordination des intervenants et le suivi de l'exécution des travaux.
  3. Entrepreneur: Chargé de la réalisation des travaux selon les plans et spécifications fournies par le maître d'œuvre. L'entrepreneur peut également être impliqué dans la conception détaillée des ouvrages. Il doit gérer les ressources humaines et matérielles, assurer la sécurité sur le chantier, et garantir la qualité des travaux.
  
- Formation et sécurité : La formation du personnel est essentielle pour assurer la sécurité et l'efficacité des travaux. Des programmes de formation doivent être mis en place pour former les travailleurs aux techniques de construction, à l'utilisation des équipements, et aux procédures de sécurité. La sécurité sur le chantier doit être une priorité absolue, avec des mesures de prévention des accidents et des dispositifs de protection individuelle et collective.

### VII.3.2 Ressources matérielles

- ❖ Équipements de terrassement et de compactage: Ces équipements incluent des bulldozers, des pelles mécaniques, des compacteurs, et d'autres machines nécessaires pour préparer le terrain et réaliser les travaux de terrassement. La gestion des équipements doit garantir leur disponibilité et leur bon état de fonctionnement, avec des plans de maintenance préventive et corrective.
  
- ❖ Matériel spécifique pour le barrage BCR: Pour les chantiers spécialisés comme la construction de barrages en béton compacté au rouleau (BCR), des équipements spécifiques sont nécessaires. Cela peut inclure des centrales à béton, des rouleaux compacteurs, et des systèmes de transport et de mise en place du

## Chapitre VII

béton. Une bonne gestion de ces équipements est cruciale pour assurer la qualité et la rapidité des travaux.

- ❖ Logistique des équipements : La logistique des équipements doit être organisée de manière à garantir leur disponibilité en temps voulu et leur utilisation optimale. Cela inclut la planification des transports, la gestion des stocks de pièces de rechange, et la coordination des interventions de maintenance. Une bonne gestion logistique permet de réduire les coûts et d'améliorer l'efficacité des travaux.
  
- ❖ Systèmes de gestion de chantier : Des systèmes de gestion de chantier informatisés peuvent être utilisés pour améliorer la planification, le suivi, et le contrôle des travaux. Ces systèmes permettent de gérer les ressources humaines et matérielles, de suivre l'avancement des travaux, et de détecter rapidement les éventuels problèmes. Ils facilitent également la communication et la coordination entre les différents intervenants.

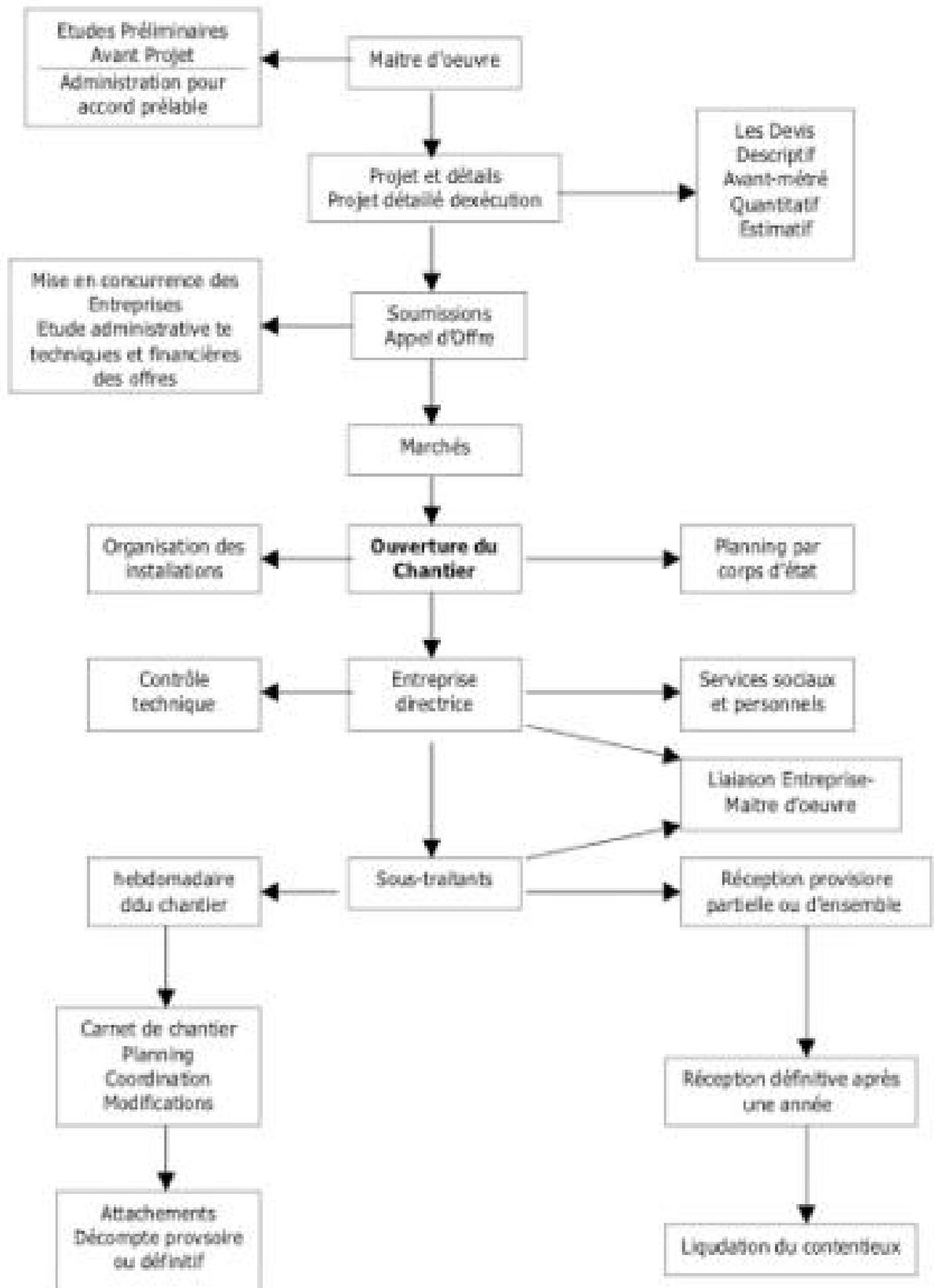


Figure VII.2 : Gestion de chantier.

## Chapitre VII

### VII.3.2 Moyens matériels

- ✓ Équipements de terrassement et de compactage: Ces équipements incluent des bulldozers, des pelles mécaniques, des compacteurs, et d'autres machines nécessaires pour préparer le terrain et réaliser les travaux de terrassement. La gestion des équipements doit garantir leur disponibilité et leur bon état de fonctionnement, avec des plans de maintenance préventive et corrective.
- ✓ Matériel spécifique pour le barrage BCR: Pour les chantiers spécialisés comme la construction de barrages en béton compacté au rouleau (BCR), des équipements spécifiques sont nécessaires. Cela peut inclure des centrales à béton, des rouleaux compacteurs, et des systèmes de transport et de mise en place du béton. Une bonne gestion de ces équipements est cruciale pour assurer la qualité et la rapidité des travaux.
- ✓ Logistique des équipements : La logistique des équipements doit être organisée de manière à garantir leur disponibilité en temps voulu et leur utilisation optimale. Cela inclut la planification des transports, la gestion des stocks de pièces de rechange, et la coordination des interventions de maintenance. Une bonne gestion logistique permet de réduire les coûts et d'améliorer l'efficacité des travaux.
- ✓ Systèmes de gestion de chantier : Des systèmes de gestion de chantier informatisés peuvent être utilisés pour améliorer la planification, le suivi, et le contrôle des travaux. Ces systèmes permettent de gérer les ressources humaines et matérielles, de suivre l'avancement des travaux, et de détecter rapidement les éventuels problèmes. Ils facilitent également la communication et la coordination entre les différents intervenants.

### VII.4 Gestion des déchets et protection de l'environnement

La gestion des déchets de chantier et la protection de l'environnement sont des aspects importants de l'organisation du chantier.

#### VII.4.1 Gestion des déchets

- Tri et recyclage : Les déchets doivent être triés à la source pour permettre leur recyclage. Des bennes spécifiques doivent être prévues pour les différents types de

## Chapitre VII

déchets (béton, bois, métal, etc.). Le tri des déchets permet de réduire les volumes à éliminer et de valoriser les matériaux recyclables.

- Élimination des déchets: Les déchets non recyclables doivent être éliminés conformément aux réglementations en vigueur. Des contrats avec des entreprises spécialisées peuvent être nécessaires pour la collecte et le traitement des déchets. Une bonne gestion des déchets permet de minimiser l'impact environnemental du chantier et de garantir la conformité aux exigences légales.

- Plan de gestion des déchets : Un plan de gestion des déchets doit être élaboré pour définir les procédures de tri, de collecte, de transport, et de traitement des déchets. Ce plan doit inclure des objectifs de réduction des déchets, des indicateurs de performance, et des actions de sensibilisation du personnel.

- Suivi et contrôle: Le suivi et le contrôle de la gestion des déchets sont essentiels pour garantir l'efficacité des mesures mises en place. Des audits réguliers doivent être réalisés pour vérifier la conformité aux procédures et identifier les axes d'amélioration. Le suivi des quantités de déchets produits et recyclés permet de mesurer les progrès réalisés et de valoriser les actions environnementales.

### VII.4.2 Protection de l'environnement

✧ Mesures de protection : Des mesures doivent être mises en place pour protéger l'environnement contre les nuisances du chantier. Cela peut inclure la mise en place de barrières anti-bruit, la réduction des émissions de poussière, et la gestion des eaux de ruissellement. Les mesures de protection doivent être adaptées aux spécificités du site et aux exigences réglementaires.

✧ Surveillance et contrôle : Un plan de surveillance environnementale doit être élaboré pour suivre l'impact du chantier sur l'environnement et mettre en place des actions correctives si nécessaire. Cela inclut la surveillance de la qualité de l'air, de l'eau, et du sol, ainsi que la gestion des risques liés aux substances dangereuses.

✧ Sensibilisation et formation : La sensibilisation et la formation du personnel aux enjeux environnementaux sont essentielles pour garantir la mise en œuvre des mesures de protection. Des programmes de formation doivent être mis en place

## Chapitre VII

pour informer les travailleurs des bonnes pratiques et des procédures à suivre pour minimiser l'impact environnemental du chantier.

- ✧ Économie circulaire : L'approche de l'économie circulaire peut être intégrée dans l'organisation du chantier pour optimiser l'utilisation des ressources et réduire les déchets. Cela inclut la réutilisation des matériaux, la valorisation des déchets, et la réduction de la consommation d'énergie et d'eau.
- ✧ Biodiversité : Des mesures spécifiques peuvent être prises pour préserver la biodiversité sur le site du chantier. Cela inclut la protection des habitats naturels, la création de zones écologiques, et la mise en place de corridors écologiques pour favoriser la circulation des espèces.

### VII.5 Sécurité au travail

La sécurité au travail sur un chantier de construction est une priorité absolue pour garantir la protection des travailleurs et des autres personnes présentes sur le site. La mise en place de mesures de sécurité rigoureuses permet de prévenir les accidents, de minimiser les risques et de créer un environnement de travail sain et sûr. Cette section aborde les différents aspects de la sécurité au travail, y compris les dispositifs de prévention, les formations, les équipements de protection individuelle et collective, ainsi que la gestion des incidents.

#### VII.5.1 Dispositifs de prévention des accidents

- Évaluation des risques : Une évaluation préalable des risques doit être réalisée pour identifier les dangers potentiels sur le chantier. Cette évaluation permet de mettre en place des mesures de prévention adaptées à chaque type de risque, tels que les chutes de hauteur, les électrocutions, les risques d'écrasement, et les accidents liés aux machines et outils.

- Plan de sécurité et de protection de la santé (PPSPS) : Un PPSPS doit être élaboré pour chaque chantier. Ce plan détaille les mesures de sécurité à mettre en place, les procédures à suivre en cas d'urgence, et les responsabilités de chacun en matière de sécurité. Il doit être mis à jour régulièrement pour tenir compte de l'évolution des travaux et des nouvelles évaluations des risques.

## Chapitre VII

- Signalisation et balisage : La signalisation et le balisage du chantier sont essentiels pour avertir les travailleurs et les visiteurs des dangers potentiels. Des panneaux de signalisation, des barrières, et des marquages au sol doivent être installés pour indiquer les zones dangereuses, les itinéraires de circulation, et les zones de stockage des matériaux.
- Contrôle d'accès : L'accès au chantier doit être strictement contrôlé pour éviter les intrusions et garantir la sécurité des personnes présentes. Des dispositifs de contrôle d'accès, tels que des portails sécurisés et des badges d'identification, peuvent être mis en place pour surveiller les entrées et sorties du site.

### VII.5.2 Formation et sensibilisation du personnel

- Programmes de formation: Des programmes de formation spécifiques doivent être organisés pour former les travailleurs aux procédures de sécurité, à l'utilisation des équipements de protection, et aux gestes et postures à adopter pour prévenir les accidents. Ces formations doivent être dispensées régulièrement pour maintenir un niveau élevé de sécurité sur le chantier.
- Sensibilisation aux risques: La sensibilisation aux risques est un élément clé de la prévention des accidents. Des sessions d'information, des affiches, et des réunions de sécurité peuvent être utilisés pour rappeler aux travailleurs les dangers potentiels et les mesures de prévention à suivre. La sensibilisation doit être continue et adaptée aux différentes phases du chantier.
- Exercices d'urgence: Des exercices d'urgence doivent être organisés pour préparer les travailleurs à réagir efficacement en cas d'incident. Ces exercices permettent de tester les procédures d'évacuation, les systèmes d'alerte, et la coordination des équipes de secours. Ils contribuent à renforcer la sécurité globale du chantier en assurant une réponse rapide et appropriée en cas d'urgence.

## Chapitre VII

### VII.5.3 Équipements de protection individuelle et collective

- Équipements de protection individuelle (EPI) : Les EPI sont indispensables pour protéger les travailleurs contre les risques spécifiques de leur activité. Ils incluent les casques de protection, les gants, les lunettes de sécurité, les chaussures de sécurité, les harnais de sécurité pour le travail en hauteur, et les masques respiratoires. Les EPI doivent être adaptés aux risques identifiés, régulièrement vérifiés, et remplacés en cas de défectuosité.

-Équipements de protection collective (EPC) : Les EPC visent à protéger l'ensemble des personnes présentes sur le chantier. Ils incluent les échafaudages sécurisés, les filets de protection, les garde-corps, les barrières de sécurité, et les dispositifs de verrouillage des machines. Les EPC doivent être installés et entretenus conformément aux normes de sécurité pour garantir leur efficacité.

- Maintenance et inspection des équipements : Les équipements de protection, qu'ils soient individuels ou collectifs, doivent faire l'objet d'une maintenance régulière et d'inspections périodiques pour s'assurer de leur bon état de fonctionnement. Les défauts ou anomalies doivent être corrigés immédiatement pour éviter les risques d'accident.

### VII.5.4 Gestion des incidents et retour d'expérience

- **Procédures de gestion des incidents** : Des procédures claires doivent être établies pour la gestion des incidents, y compris la déclaration des accidents, la prise en charge des blessés, et l'analyse des causes. Ces procédures doivent être connues de tous les travailleurs et appliquées rigoureusement pour garantir une réponse rapide et efficace en cas d'incident.

-**Analyse des accidents** : Chaque accident doit faire l'objet d'une analyse approfondie pour déterminer les causes et les facteurs contributifs. Cette analyse permet d'identifier les mesures correctives à mettre en place pour éviter la répétition de l'accident. Les leçons tirées de ces analyses doivent être partagées avec l'ensemble du personnel pour améliorer la sécurité globale du chantier.

- **Amélioration continue**: La gestion de la sécurité doit s'inscrire dans une démarche d'amélioration continue. Les retours d'expérience et les analyses des incidents doivent être utilisés pour ajuster les mesures de prévention et renforcer la culture de sécurité

## Chapitre VII

sur le chantier. Des audits de sécurité réguliers peuvent être réalisés pour évaluer l'efficacité des dispositifs de sécurité et identifier les axes d'amélioration.

### **VII.6 Planification de la réalisation du barrage en BCR (Béton Compacté au Rouleau)**

#### **VII.6.1 Processus de planification**

##### **1. Étude de faisabilité**

L'étude de faisabilité est la première étape cruciale dans la planification de la construction d'un barrage en BCR. Cette phase vise à évaluer la viabilité technique, économique et environnementale du projet. Les activités principales incluent la réalisation d'études géotechniques, hydrologiques et environnementales, l'analyse des impacts potentiels et l'évaluation des coûts et des bénéfices. Les résultats attendus de cette étape sont un rapport de faisabilité détaillé et l'approbation de la viabilité du projet par les parties prenantes.

##### **2. Conception détaillée**

Après la validation de la faisabilité du projet, la phase de conception détaillée commence. L'objectif ici est de développer des plans et des spécifications techniques détaillées pour le barrage. Cette étape implique la collaboration avec des ingénieurs civils, des géotechniciens et des hydrologues pour élaborer les dessins techniques, les calculs de structure et les spécifications des matériaux. Les résultats attendus incluent des plans de conception détaillés et des spécifications techniques complètes, assurant que tous les aspects techniques du barrage sont bien documentés et prêts pour l'étape de construction.

##### **3. Planification des ressources**

La planification des ressources est une étape clé qui permet d'identifier et d'allouer les ressources nécessaires pour la construction du barrage. Les activités principales de cette phase incluent l'estimation des besoins en main-d'œuvre, en équipements et en matériaux, ainsi que l'élaboration d'un calendrier des ressources. Le résultat attendu de cette étape est un plan de gestion des ressources bien défini et un calendrier des

## Chapitre VII

ressources qui permet de s'assurer que toutes les ressources nécessaires sont disponibles au moment opportun.\*

### 4. **Élaboration du calendrier**

L'élaboration du calendrier est essentielle pour définir les différentes phases de construction et les délais associés. Les activités de cette phase comprennent la création d'un diagramme de Gantt pour visualiser les étapes du projet, l'identification des chemins critiques et des interdépendances entre les tâches. Le résultat attendu est un calendrier détaillé du projet sous la forme d'un diagramme de Gantt, qui permet de suivre l'avancement du projet et de s'assurer que les délais sont respectés.

### 5. **Gestion des risques**

La gestion des risques est une étape indispensable dans la planification de tout projet de construction. L'objectif est d'identifier les risques potentiels et d'élaborer des plans de mitigation pour les gérer. Les activités principales incluent l'analyse des risques, l'évaluation de leur impact potentiel et le développement de stratégies pour minimiser ou éliminer ces risques. Le résultat attendu est un plan de gestion des risques qui liste tous les risques identifiés et les stratégies de mitigation associées, permettant ainsi de réduire les incertitudes et d'assurer le bon déroulement du projet.

### 6. **Suivi et contrôle**

La phase de suivi et contrôle vise à surveiller l'avancement des travaux, à contrôler la qualité et à ajuster les plans en fonction des imprévus. Les activités de cette phase incluent la mise en place de mécanismes de suivi, la réalisation de contrôles de qualité et l'ajustement du calendrier et des ressources en fonction des besoins. Les résultats attendus sont des rapports de suivi réguliers, des ajustements du calendrier et des ressources en temps réel, et une amélioration continue du processus, garantissant que le projet reste sur la bonne voie.

## Chapitre VII

### VII.6.2 Techniques de la planification des travaux

Il existe en général deux principales méthodes

1. Méthodes des réseaux
2. Méthodes des graphes

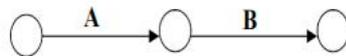
#### VII.6.2.1 Méthodes basées sur le réseau

##### a. La définition du réseau :

Un réseau est une représentation graphique d'un projet, montrant les relations entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes, ainsi que leur durée de réalisation. Il existe deux types de réseaux :

1. Réseau à flèches :

Dans ce type de réseau, chaque opération est représentée par une flèche, et la succession des opérations est indiquée par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B.

2. Réseau à nœuds :

Dans ce type de réseau, chaque opération est représentée par un nœud, et la succession des opérations est indiquée par des flèches. Par exemple :



L'opération B ne peut commencer que si l'opération A est complètement achevée.

Ces représentations permettent de visualiser clairement l'ordre des opérations et les dépendances entre elles, facilitant ainsi la gestion et la planification du projet.

##### b. Construction du réseau :

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les quatre opérations suivantes :

## Chapitre VII

### ✓ **Établissement d'une liste des tâches :**

Créer une liste détaillée de toutes les tâches nécessaires pour compléter le projet.

### ✓ **Détermination des tâches précédentes :** Une fois que la liste des tâches à accomplir est dressée, il est nécessaire de Construire les graphes partiels : Identifier les relations entre certaines tâches et les représenter partiellement.

1. Regrouper les graphes partiels : Intégrer les différents graphes partiels pour former un seul réseau complet.
2. Déterminer les missions de début et de clôture de l'ouvrage : Identifier les premières tâches qui démarrent le projet et les dernières tâches qui le terminent.
3. Construire le réseau : Créer le diagramme complet en utilisant les informations précédentes pour illustrer les relations et la chronologie des tâches. Méthodes de planification :

➤ **Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technique) :** La technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes consiste à mettre en ordre, sous forme de réseau, plusieurs tâches qui, grâce à leur chronologie et leur dépendance, concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

➤ **Méthode P.D.M (Precedence Diagram Method) :** Cette approche repose sur le réseau à nœuds et établit trois relations

1. Commencement simultané des opérations A et B.
2. Fin de l'opération A et commencement de l'opération B.
3. Fin de l'opération A et fin de l'opération B.

➤ **La méthode du chemin critique (Critical Path Method / CPM)** vise à diminuer les délais de réalisation d'un projet en prenant en compte trois étapes :

1. Phase initiale : Identifier le nombre de personnes requises pour accomplir le travail en question.

2. Deuxième étape : Effectuer une analyse systématique du réseau, chaque heure, chaque jour.

## Chapitre VII

3.Phase trois : Ajuster le réseau en fonction des conditions ou des contraintes établies par l'entreprise.

Les paramètres de la méthode CPM :

Les paramètres indispensables pour l'exécution de cette méthode sont :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

- TR : Temps de réalisation
- DCP : Date de commencement au plus tôt
- DFP : Date de fin au plus tôt
- DCPP : Date de commencement au plus tard
- DFPP : Date de fin au plus tard
- MT : Marge totale

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCPP = DFPP - TR$$

### Chemin critique (C.C)

Le chemin critique est le chemin qui détermine la durée totale du projet (DTR) en reliant les opérations qui possèdent une marge totale nulle (0). Pour identifier un chemin critique, il suffit de vérifier les deux conditions suivantes :

- Toutes les tâches sur le chemin critique doivent avoir une marge totale de zéro.
- La durée totale du chemin critique donne la durée totale du projet.

### Attribution des durées de chaque opération

Afin de déterminer le temps requis pour chaque opération, il convient de considérer deux éléments :

1. La disponibilité des ressources (humaines et matérielles).
2. La taille du projet.

## Chapitre VII

En utilisant les normes de C.N.A.T, la formule suivante peut être appliquée :

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Où :

- Q: Quantité de travail
- N : Rendement
- n : Nombre d'équipes

Il existe trois types de plans de travail :

1. **Plan de travail au plus tôt** : Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt. Ce type de planning est adopté par une entreprise riche en moyens et travaillant sur plusieurs chantiers.
2. **Plan de travail au plus tard (PTPP)** : Toutes les activités débutent à leur date au plus tard, sans retarder les tâches. Ce type de planning est adopté par une entreprise aux moyens limités, offrant une approche plus économique.
3. **Plan de travail intermédiaire** : Les activités débutent à un moment précis, intermédiaire qui est entre la date au plus tôt et la date au plus tard. Ce type de planning est adopté par une entreprise riche travaillant sur un seul chantier, disposant de moyens parfaits.

Ces techniques et méthodes permettent une planification efficace et optimisée des projets, assurant une gestion adéquate des ressources et des délais.

### VII.6.3 Tableau de réalisation du barrage en BCR

Le tableau de réalisation du barrage en BCR présente les différentes étapes du projet de manière détaillée, facilitant ainsi la planification et le suivi des activités. Ce tableau est essentiel pour la création du diagramme de Gantt, un outil visuel qui permet de suivre l'avancement du projet et d'identifier les interdépendances entre les tâches

## Chapitre VII

### ● Diagramme de Gantt

Le diagramme de Gantt pour le projet de construction du barrage en BCR est élaboré à partir du tableau de réalisation. Il représente visuellement les différentes étapes du projet, leurs durées et leurs interdépendances. Les flèches et les nœuds dans le diagramme permettent d'identifier les chemins critiques et les points de contrôle clés. Cela facilite le suivi et la gestion du projet, en assurant que toutes les activités sont exécutées dans les délais prévus et que les ressources sont allouées de manière efficace.

### Conclusion

L'organisation de chantier est essentielle pour assurer l'efficacité, la sécurité et la qualité des travaux de construction. En adoptant des techniques de planification rigoureuses, telles que les méthodes PERT, PDM et CPM, il est possible de gérer efficacement les différentes tâches du projet, de déterminer les dépendances, d'optimiser l'utilisation des ressources et de respecter les délais. Ces méthodes permettent de visualiser les opérations sous forme de réseaux, facilitant ainsi la coordination et le suivi du chantier. Une bonne organisation est donc indispensable pour la réussite de tout projet de construction.

### CONCLUSION GENERALALE

La redimensionnement et la conception du barrage de Sidi Khelifa en béton compacté au rouleau (BCR) représentent une avancée majeure pour la gestion des ressources hydriques en Algérie. Ce projet innovant reflète l'engagement du pays à moderniser ses infrastructures et à répondre aux défis posés par les changements climatiques et la croissance démographique.

Le choix du béton compacté au rouleau pour ce barrage offre plusieurs avantages significatifs. Premièrement, la rapidité de construction associée à ce matériau permet de réduire les délais et les coûts de mise en œuvre. Deuxièmement, la robustesse et la durabilité du BCR garantissent une longue durée de vie de l'ouvrage, avec des besoins d'entretien minimisés. Ces caractéristiques font du BCR une solution particulièrement adaptée aux conditions locales, où les contraintes économiques et environnementales sont prégnantes.

Les études techniques menées ont permis de déterminer les caractéristiques géologiques, géotechniques et hydrologiques du site. Ces analyses approfondies assurent que le barrage repose sur des fondations solides et stables, capables de supporter les charges et les pressions exercées par le réservoir. La prise en compte des données hydrologiques permet également de dimensionner correctement l'ouvrage pour répondre aux débits maximaux estimés, garantissant ainsi une gestion efficace des crues et des périodes de sécheresse.

En outre, le projet intègre des considérations environnementales cruciales pour minimiser son impact sur l'écosystème local. La faune et la flore environnantes sont protégées grâce à des mesures d'atténuation spécifiques, et la qualité de l'eau est préservée pour les usages en aval. L'engagement communautaire et les consultations publiques ont également été des éléments clés dans la planification du projet, assurant que les besoins et les préoccupations des populations locales soient pris en compte. L'impact socio-économique du barrage de Sidi Khelifa sera significatif.

L'amélioration de l'approvisionnement en eau pour l'irrigation, l'eau potable et les usages industriels stimulera le développement économique local. De plus, la réduction des risques d'inondation et la gestion efficace des ressources en eau renforceront la résilience des communautés face aux événements climatiques extrêmes.

## Chapitre VII

En conclusion, le barrage de Sidi Khelifa en béton compacté au rouleau est un exemple de projet d'infrastructure moderne et durable. Il illustre comment les avancées technologiques peuvent être mises au service du développement durable et de la sécurité hydrique. La réussite de ce projet repose sur une approche intégrée, combinant expertise technique, gestion environnementale et participation communautaire. Ce barrage est destiné à devenir un pilier essentiel de la gestion des ressources en eau en Algérie, assurant un avenir plus sûr et prospère pour les générations à venir.

N	Nom de la tache	TR	Précedent	succédent	D P		DF P		M T
5	Ordre des service démarrage des travaux	0	-	6	0	0	0	0	0
6	Installation chantier	2.5	5	7	0	2.5	0	2.5	0
7	Accès RD+ Divers accès diferents niveau	4.5	6	8;9;11;13;1;4;16	1.5	6	1.5	6	0
8	Accès RG et passage à gué	1.5	7	20	7	8.5	17.5	19	15
9	Préparation aux zones d'emprunt - fabrication agrégats	7	8	-	7	14	7	14	-
10	Dérivation provisoire RD	24	-	-	7	14	7	14	-
11	Térassage entées de la gallerie amont et aval	1	8	12	7	8	7	8	0
12	Excavation galrie par l'avale	2.5	11	13;16	8	10.5	8	10.5	0
13	Bétonnage tetes et radier gabrie	1	12	16	10.5	11.5	10.5	11.5	0
14	bettonage et et injection du bouchon	0.5	18	48	30	30.5	30	30.5	0
15	Batardeau provisoire amont	20	20	-	10.5	30.5	30	30.5	-
16	Déboisage, débroussallage, décapage	1	12;16;7	17	10.5	11.5	10.5	11.5	0
17	Construction	2	2	16	20	11.5	13.5	11.5	13.5
18	Arase partielle en fin de chantier	0.5	38;41;43;4 5;46	14	30.5	31	30.5	31	0
19	Barrage	16	-	-	19	21.5	19	21.5	-
20	Terrasement de l'emprise des fouilles	5.5	17;8	23;24;28;29	135	19	13.5	19	0
21	Galerie de drainage dans les rives et accès par puits	2.5	-	-	19	21.5	19	21.5	-
22	Excavation	1	-	-	19	20	19	20	-
23	Galerie RG niveau fond de fouille	1	20	26	19	20	19	20	0

24	Galrie RD niveau fond de fouille	0.5	20	27;33	19	19.5	19.5	20	0.5
25	Bettonage Radier	1	-	-	19.5	20.5	19.5	20	0
26	Galrie RG	1	23	31;42	20	21	20	20.5	0
27	Galrie RD	0.5	24	31;42	19.5	202	20	20	0
28	Accès aux galeries par puits + rameaux de raccordement et exhaure	2	20	31	19	21	20	22	1
29	Bétonnage plinthe amont	3	20	30;31;42;46;47	19	22	19	22	0
30	Voie d'injection amont	3	29	48	20.5	23.5	20.5	23.5	0
31	Voile de drainage dabs fondation	2.5	29	48	22	24.5	27.5	30	5.5
32	Ouvrage de drainage de fond	9.5	-	-	19.5	29	19.5	29	-
33	Bétonnage de reconstruction sous massif conduit	0.5	24	34;40;42	19.5	20	20	20.5	0.5
34	Bétonnage (BCR) massif sous cuillère V.F	0.5	33	35	20	20.5	20	20.5	0
35	Bétonnages des voiles et local aval	0.5	34	36;42	20	20.5	21	21.5	1
36	Bétonnage coursier et cuillère	1	35	37	20.5	21.5	21.5	22.5	1
37	Errochement	1	36	38	21.5	22.5	27.5	28.5	6
38	Bétonnage 2ème phase, scellement, montage hydro et électromécanique	2.5	37	18;41	26	28.5	24.5	27	1.5
39	Ouvrahe prise d'eau pour transfert	7	-	-	19.5	26.5	19.5	26.5	-
40	Bétonnages des conduits	2	33	41	19.5	21.5	27	29	7.5
41	Hetalation des crépines	0.5	38;40	18	26	26.5	27.5	28	1.5
42	Bétonnage du barrage BCR	5	26;27;29;3	43;45;46;47	22.5	29.5	27.5	28	0

			3;35						
43	Pose étanchéité amont par géomembrane	3	42	18	27.5	29.5	27.5	28	0
44	Evacuateur de crue	5	-	-	24.0	29	24.5	29.5	-
45	Murs bajoyers coursier	2.5	42	18	27	29.5	27	28	0
46	Seul aval, Fosse de reception	3	29;42	18	24.5	27.5	28	31	3.5
47	Mise en place au scultation	3	29;42	48	24	27	27	30	3
48	1er mise en eau (montée progressive du plan d'eau pour suivi)	0	30;31;47	-	30	30	30	30	0

## Références bibliographiques

- ANBT (Agence Nationale Des Barrages Et Transferts) (2008). Monographie du barrage de SIDI KHELIFA.
- ANBT (Agence Nationale Des Barrages Et Transferts) (2017). Fiche technique SIDI KHELIFA.
- Anton, J., Schleiss, & Pougatsch, H. (2011). Les barrages: du projet à la mise en service\*. PPUR Presses Polytechniques.
- Berga, L., Buil, J.M., Jofre, C., & Chonggang, S. (2003). Roller Compacted Concrete Dams\*. Université de Hannover, A.A. Balkema Editions.
- Bouillin, J.P. (1977). Géologie Alpine de la Petite Kabylie dans les régions de Collo et d'El-Milia (Algérie).Thèse de Doctorat, Université Pierre et Marie Curie.
- Boukheir, R., Girard, M.C., Khawlie, M.E.T., & Abdallah, C. (2001). Érosion hydrique des sols dans les milieux méditerranéens. Une revue bibliographique. \*Étude et gestion des sols\*, 8(4).
- Cazzuffi, D., Giroud, J.P., Scuero, A., & Vaschetti, G. (2011). Emploi des géomembranes dans les barrages, 50 ans de différentes applications dans le monde. \*Rencontres Géosynthétiques.
- Degoutte, G. (2002). Petits barrages: Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi. CEMAGREF Editions, France.
- Durand, J.M. (1955). Étude géologique de l'Ouest de la chaîne numidique. Thèse de Doctorat, Université de Paris.
- Durand, J.M., Degoutte, G., Royet, P., & Jensen, M. (1998). La technique du béton compacté au rouleau (B.C.R.): Possibilités d'application pour les barrages en Afrique. Revue SudSciences & Technologies, 1.
- Études d'APD (2010 ). Barrage de SIDI KHELIFA et transfert des eaux vers le barrage de Beni Haroun.
- Forbes, B. (2008). RCC – New developments and innovations. Congrès international du béton compacté aux rouleaux, Brésil.
- Degoutte, G. (1997). Petits barrages: Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi. Comité français des grands barrages, Cemagref Editions, France.
- Graham, J.R., Charlwood, R.G., Launay, J., & Pegg, M. (2003). Barrages en béton compacté au rouleau: Technique actuelle et exemples. Comité internationale des grands barrages, Bulletin 126.
- Grenier, S. (2012). Barrages à noyau en enrobé à forte teneur en bitume: Développement et défis. 8ème Congrès annuel de Bitume, Québec, Canada.
- Hassane, M. (1998). Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida.
- Le Delliou, P. (2008). Les barrages: Conception et maintenance. Presses Universitaires de Lyon, France.
- Lefranc, M., Girard, H., Vaschetti, G., & Scuero, A. (2009). Dispositifs d'étanchéité par géomembrane pour les barrages. \*Rencontres Géosynthétiques.
- Liaouraci, W., & Zeroual, Y. (2012). Les granulats de la carrière d'El Milia: Pétrographie des roches, caractéristiques géométriques et géomécaniques des produits dérivés. Mémoire de l'ingénieur d'État en Géologie, Université de Jijel.
- Rouault, M. (1934). La Kabylie de Collo: Étude géologique.
- Mihoubi, M.K. \*Manuel de dimensionnement des barrages en matériaux locaux\*. Office des Publications Universitaires, 2020.
- Note de synthèse APD (2001). \*Barrage de Boussiaba\*.
- Promon (1984). Étude fusibilité du Barrage de SIDI KHELIFA Rapport N°DHO1A–CD8-012 Mémoire de Synthèse

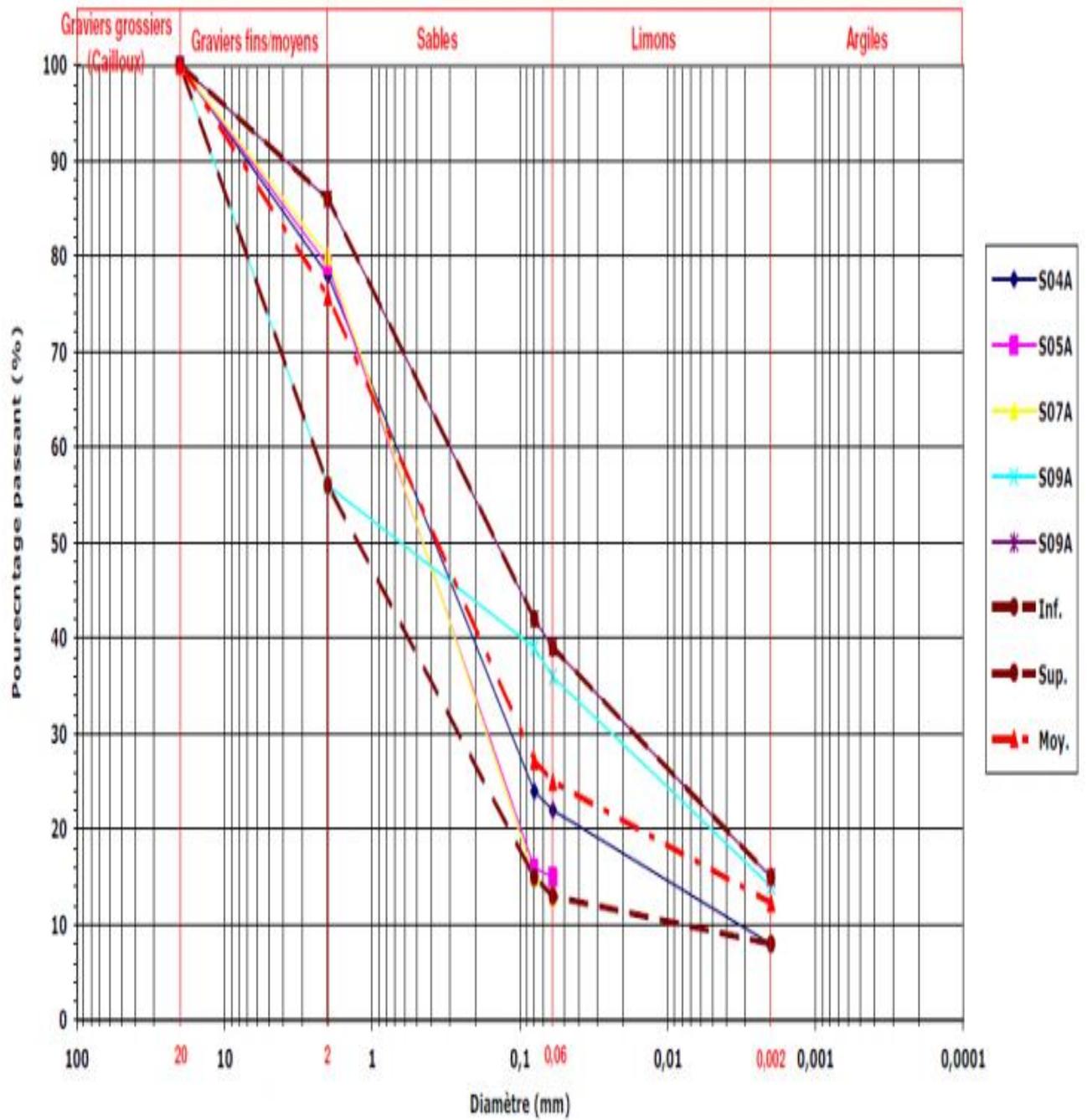
- Promon (1984). Étude fusibilité du Barrage de SIDI KHELIFA Rapport N°DHO1A–GL8-003 Étude Géologique et Géotechnique.
- Promon (1984). Étude fusibilité du Barrage de SIDI KHELIFA Rapport N°DHO1A–MS8-001 Recherches Géotechniques et interprétations.
- Roubault, M. (1934). La Kabylie de Collo: Étude géologique. Thèse de Doctorat ès-sciences, Faculté des Sciences de Paris.
- Recommandation CIGB n°72. Choix des paramètres sismiques pour grands barrages.
- Recommandation CIGB n°46 (1983). Sismicité et conception des barrages.
- Carte géologique de Ain Kechra.
- Shigeharu, J., & Nagayama, I. (2010). 30 Years' History of Roller-compacted concrete dams in Japan. Public Works Research Institute, Japan.
- Touaibia, B. (2004). Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.
- Touaibia, B., & Benlaoukli, B. (2004). Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. Blida.
- Vidal, H. (1969). La terre armée. Bulletin de La Terre Armée, Comité Français de la Mécanique des Sols et des Fondations, 41.
- Yamamura, T. (1988). Nouvelles méthodes de construction: Aperçu générale. La comité internationale des grands barrages, Bulletin 63.
- Zdiri, M. (2006). Les bétons compactés au rouleau à faible dosage en ciment. Revue HTE, 134.
- Zeroual, Y. (2020). Polycopie cour barrage ANBT Étude d'Avant-Projet Détaillé du Barrage Mission 3- Rapport Géotechnique (A.N.B.T.) de la Première et Deuxième Phase Mars 2008.
- Benlaoukli, B., & Touaibia, B. (2004). Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. Blida.
- Benlaoukli, B. Polycopie de cours de géologie des barrages.
- Hassane, M. (1998). Formulaire de calcul des aménagements. École Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH), Blida.
- Fettal, Y.N. (2021). Conception d'une retenue collinaire de Oued Issa commune de Layoune Wilaya de Tissemsilt. Mémoire de fin d'étude, École Nationale Supérieure Hydraulique, Blida.
- Design of Small Dams (1987). United States of the Department of the Interior, Bureau of Reclamation. Third Edition.
- Hassane, M. (1995). Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue à entonnement frontal. École Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH), Blida.
- Touaibia, B. (2001). Polycopié de cours de régularisation des débits; les retenues. ENSH, Blida.
- Hassane, M. (2004). Abaques de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue. École Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH), Blida.

# **Annexes**

**Annexe 01 : hydrogramme de crue des différentes périodes de retour**

	Q10ans	Q20ans	Q50ans	Q100ans	Q1000ans
HEURE					
0.2	3.7	4.2	4.9	5.4	7.0
0.7	45.8	51.9	60.0	65.8	85.4
1.2	134.6	152.6	176.4	193.3	251.0
1.7	270.0	306.3	354.0	388.0	503.7
2.2	452.2	513.0	592.8	649.8	843.6
2.7	681.2	772.7	892.9	978.7	1270.7
3.2	956.8	1085.4	1254.2	1374.8	1784.9
3.21	962.8	1081.33	1249.50	1369.65	1778.21
3.25	938.97	1065.18	1230.83	1349.18	1751.64
3.29	924.87	1049.18	1212.35	1328.92	1725.33
3.3	921.37	1045.20	1207.75	1323.89	1718.80
3.7	788.38	894.34	1033.43	1132.80	1470.71
4.2	640.98	727.13	840.22	921.01	1195.74
4.7	513.21	582.18	672.72	737.41	957.38
5.2	403.65	457.90	529.12	579.99	753.00
5.7	310.91	352.70	407.55	446.74	580.01
6.2	233.59	264.99	306.20	335.64	435.77
6.7	170.29	193.18	223.22	244.68	317.67
7.2	119.60	135.68	156.78	171.85	223.11
7.7	80.12	90.89	105.03	115.13	149.47
8.2	50.46	57.24	66.14	72.50	94.13
8.7	29.20	33.12	38.28	41.96	54.47
9.2	14.95	16.96	19.60	21.48	27.89
9.7	6.31	7.15	8.27	9.06	11.77
10.2	1.87	2.12	2.45	2.69	3.49
10.7	0.23	0.26	0.31	0.34	0.44
11.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**Annexe 02 : La courbe granulométriques des différents échantillons utilisée**



## **Annexe 03 : la série pluviométrique utilis**

1978	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
PJ max (mm)	4	50.3	57.2	14	16.1	64.4	23.2	29.2	6.2	0	9.7	7	64.4
Totaux (mm)	4	164.8	160.2	34.3	84.6	232.9	99.9	115.1	6.2	0	13.3	10.5	925.8
1979													
PJ max (mm)	24.5	44.8	36.7	38.4	31	34.4	99.6	45.8	6.8	0	0	0	99.6
Totaux (mm)	67	125.7	214.1	62.7	127	75.2	171.1	181.1	13.4	0	0	0	1037.3
1980													
PJ max (mm)	0	16.3	34.7	155.9	36.8	34.3	33.6	15.6	22.3	10.5	0	39.8	155.9
Totaux (mm)	0	81.8	121.6	556.2	78	156.8	113	90.5	41.7	10.5	0	39.8	1289.9
1981													
PJ max (mm)	3.6	32.8	34.2	39.8	140.4	31.4	24.2	9.2	19.5	0	0	6.1	140.4
Totaux (mm)	6.1	65.5	63.1	124.2	376.5	167.2	81	38.3	51.2	0	0	12.9	986
1982													
PJ max (mm)	19.5	41.9	58.1	60.6	6.1	19.1	32	21.8	8.9	0	0	32.3	60.6
Totaux (mm)	36.9	142.7	261.9	240.5	8.3	60.9	80.4	41.4	8.9	0	0	33.6	915.5
1983													
PJ max (mm)	12.5	26.8	20.9	27.5	70.3	76.4	35	11.9	30.3	10.7	0	0	76.4

Totaux (mm)	16	56.3	82.3	91.4	209.1	258	102.8	39.7	128.3	10.7	0	0	994.6
1984													
PJ max (mm)	16.3	37.8	10.8	62.9	33.7	64.8	92.7	17.2	31.3	0	0	0.7	92.7
Totaux (mm)	23.7	189.2	24.9	339.1	168	99.5	415.8	37.7	116	0	0	0.7	1414.6
1985													
PJ max (mm)	28.3	18.8	60.8	19.3	37.2	62.3	135.4	13	6.3	16	14.5	1.4	135.4
Totaux (mm)	61.4	66.5	173.7	96	144.1	138.3	270.1	46.4	8.7	20.3	20	2	1047.5
1986													
PJ max (mm)	6.7	37.2	42.5	87.4	38.4	97	48	14	8	7.7	0	3.6	97
Totaux (mm)	20.3	76.9	172.2	286.7	179.5	325.1	102.1	30.4	15	9.9	0	3.6	1221.7
1987													
PJ max (mm)	24.1	24.2	44	16.2	24.7	18.6	40.3	25.8	16.5	14.4	4.5	0	44
Totaux (mm)	31.1	38.4	147.9	59.7	68.9	88	109	61.5	37.1	23.5	4.5	0	669.6
1988													
PJ max (mm)	39.2	3.5	40	45.9	28.6	9.4	28.2	26.1	0.8	7.5	3.3	9.3	45.9
Totaux (mm)	76	5.2	121.7	277.4	105.1	31.6	55.9	136.3	0.8	14	3.3	14	841.3

1989													
PJ max (mm)	19.5	42.1	16.2	24.4	23.2	0	9.5	36.4	49.6	4.8	10.6	0	49.6
Totaux (mm)	28.6	65.5	63.7	32.5	86.6	0	51.5	85.4	124.5	7.3	15.9	0	561.5
1990													
PJ max (mm)	0	14	12.8	90.2	56.2	47.9	66.2	22.3	19.3	0.5	0	7.1	90.2
Totaux (mm)	0	47.6	47.6	417.5	125.4	161.6	158.2	77.9	44.2	0.7	0	10.8	1091.5
1991													
PJ max (mm)	16.5	76.4	36.5	10.6	62.1	22.1	45.2	58.9	26.3	19.2	2.3	0	76.4
Totaux (mm)	20.7	156.8	64.4	28.5	228.9	58.2	150.7	198.9	53.6	34.7	4.1	0	999.5
1992													
PJ max (mm)	6.3	51	54.3	61.9	32.4	34	11.4	32.1	22.5	0	0	7.5	61.9
Totaux (mm)	9.3	108.4	132.4	305.9	88.8	115.6	34.2	131.6	49.1	0	0	7.5	982.8
1993													
PJ max (mm)	20.1	17.2	19.6	41.5	55.1	37.6	1.1	25.3	7	0	0	0	55.1
Totaux (mm)	48.6	50.3	87.1	119.7	167.7	107.3	1.1	105	11.4	0	0	0	698.2
1994													
PJ max (mm)	45.1	16.3	6	46.6	66	30.5	32	15.2	1.1	15.4	0	6	66

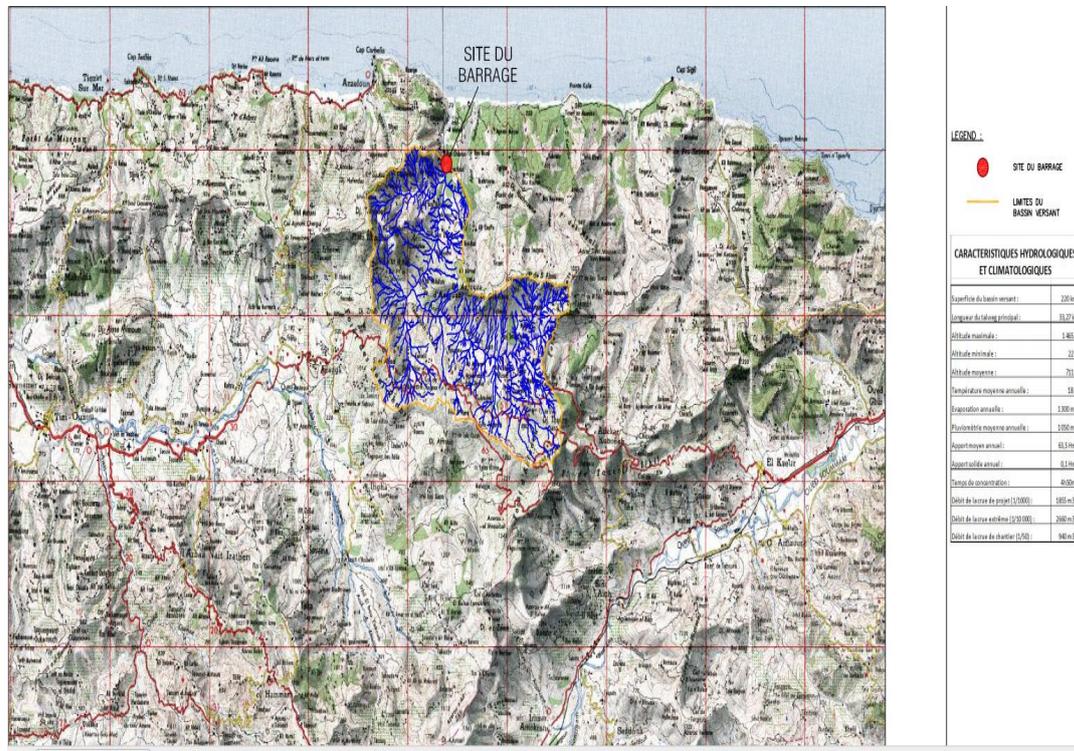
Totaux (mm)	122.8	60.3	17.1	168.6	343.2	71.1	139.4	37.3	1.1	21.8	0	13.4	996.1
1995													
PJ max (mm)	7.2	11.6	22.4	37.6	46.3	56.4	19.6	54.7	16.2	18.6	5.1	4.7	56.4
Totaux (mm)	21.2	31.4	44.5	86.3	169.2	285.5	91.5	183.3	60.9	37	9.6	11.1	1031.5
1996													
PJ max (mm)	50.1	40	19	19.3	24.1	9.2	22.4	30.4	8.1	3.6	1.4	10.2	50.1
Totaux (mm)	86.8	107.9	91.9	72.8	99.4	19.4	39.1	100.7	21.4	3.6	1.4	20.9	665.3
1997													
PJ max (mm)	26.5	88.3	60.7	29.5	28.2	58.7	36.7	91.9	75.3	2.7	0	8.1	91.9
Totaux (mm)	66	206.4	210.1	135.5	81.3	106.8	107.8	188.9	301.9	2.7	0	13.7	1421.1
1998													
PJ max (mm)	7.2	56.2	36.7	51.1	42.6	25.2	20.9	11.1	21.5	5.2	0	0	56.2
Totaux (mm)	30	97.3	231	193.9	161	130.8	72.3	24.4	38.6	5.6	0	0	984.9
1999													
PJ max (mm)	5.1	7.7	84.7	117.6	12.1	6.1	5.5	14.1	13	9.1	0	4.8	117.6
Totaux (mm)	13.7	13.9	221.1	315.3	32.3	7.1	9.7	48.4	43.8	17.2	0	4.8	727.3
2000													

PJ max (mm)	7.2	17.2	31.5	45.7	81.3	18.4	20.2	27.9	16.1	0	0	17.1	81.3
Totaux (mm)	13.9	63.1	76.4	81.1	337.3	90.8	27.3	65.6	42.9	0	0	17.1	815.5
2001													
PJ max (mm)	22.2	0.7	38.4	35.2	33.6	26.7	27.6	15.6	10.2	0	8.4	16.4	38.4
Totaux (mm)	33.1	0.7	117.6	90.6	110.1	64	52.1	61.4	22.7	0	15.4	33.7	601.4
2002													
PJ max (mm)	16.3	21	94.2	78.7	47.7	18.7	18.2	82.4	15.1	2.1	0	0	94.2
Totaux (mm)	26	36.5	288.8	268.7	430.1	111.1	53.4	285.3	22.6	4	0	0	1526.5
2003													
PJ max (mm)	18.5	16.2	56.2	48.4	50.5	15.8	-999	-999	60.2	1.4	0	12.5	
Totaux (mm)	69.3	87.7	70	211.4	206.3	67.8	-999	-999	144.7	1.4	0	12.5	
2004													
PJ max (mm)	12.5	14.1	58.4	52.5	32.6	28.9	30.6	51.2	4.3	0	0	0.8	58.4
Totaux (mm)	33.3	27.8	153.8	273.2	183.7	171.9	78.7	102.9	6.1	0	0	0.8	1032.2
2005													
PJ max (mm)	15.2	12.2	34	47.2	25	97.2	20.5	14.3	58.4	2.5	1.9	2.5	97.2
Totaux (mm)	44.1	42.6	106.2	165.3	176.2	306.9	45.2	46.9	96.3	4.7	1.9	2.5	1038.8

2006													
PJ max (mm)	8.7	2.7	-999	60.2	8.3	24	112.5	53.5	10.2	17.2	2.6	15.4	
Totaux (mm)	30	8.7	0	238.5	18.9	78.1	423.7	225.3	29.1	21.4	2.6	20.5	1096.8
2007													
PJ max (mm)	27	95	72.5	40.5	10	9.4	63.7	88	26.4	24	10.4	4.5	95
Totaux (mm)	49.5	281.3	210.5	200.7	30.1	23.2	195.6	122.3	114.8	38.2	15.5	4.5	1286.2
2008													
PJ max (mm)	10.5	30	68	33.5	72	27.1	40	36	22	0	0	3	72
Totaux (mm)	24.7	77.3	241.7	209.9	362.6	76.3	125.5	208.6	46	0	0	3	1375.6
2009													
PJ max (mm)	50.3	15.3	37.6	46.8	42.3	13.1	47.9	39.3	32.3	4	0	10	50.3
Totaux (mm)	136.5	48.9	121.4	188.2	171.4	78.1	111.5	68.5	73.4	11.2	0	14.3	1023.4
2010													
PJ max (mm)	19.5	35.6	39.7	41	31.7	35.5	87.5	32.8	78.1	16.8	0.4	0	87.5
Totaux (mm)	35.3	186.4	133.8	124.4	112.8	224.9	112.8	101.6	151.6	43.2	0.4	0	1227.2
2011													
PJ max (mm)	2.7	13.4	99.3	53.6	70	75.4	24.9	61	17.8	0	0	32	99.3

Totaux (mm)	4.4	60.4	185.7	202	148.1	345.9	90.4	175.7	32.8	0	0	41.9	1287.3
2012													
PJ max (mm)	14.1	56.8	29.9	17.6	54.5	30.1	25.5	25.4	100.2	0	0	18.5	100.2
Totaux (mm)	24.8	102.9	98.5	75.6	249.9	224.3	127	93.1	194.4	0	0	36.1	1226.6

## Annexe 04: carte de situation du bassin versant APD



## Annexe 05: carte géologique APD

