



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Aménagement et ouvrages hydrotechniques

THEME :

**Etude de la Retenue Collinaire sur Chaabet BOU KDAHA
commune de Ain Abid (W. Constantine)**

Présenté par :

GHEDJATI Mohamed

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
ZEROUAL Ayoub	M.C.A	Président
TOUMI Samir	M.C.B	Examineur
BOURI Djamel Eddine	M.C.B	Examineur
B. BENLAOUKLI	Professeur	Promoteur

Session Septembre 2024

Dédicace

Avec une profonde gratitude

Je dédie ce travail à mes chers parents, Qui m'ont offert la vie, l'éducation et la force de persévérer. Je vous dois tout ce que je suis aujourd'hui. Ce travail est un hommage à votre amour inconditionnel, vos sacrifices et votre soutien indéfectible.

À mes sœurs, pour leur amour inconditionnel, leurs encouragements et leur présence réconfortante.

À mes amis, pour leur précieuse amitié, leur soutien indéfectible et les moments de joie partagés tout au long de ce parcours.

Vous avez tous contribué à rendre cette réussite possible, et je vous en suis éternellement reconnaissant.

Remerciement

Je remercie avant tout Allah, le Tout-Puissant, pour m' avoir accordé la santé, la persévérance et la détermination nécessaires à l'accomplissement de ce mémoire.

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à mon encadrant, Monsieur BENLAOUKLI Bachir, pour son accompagnement bienveillant, ses conseils éclairés et son soutien indéfectible tout au long de ce travail. Son expertise et ses orientations pertinentes ont grandement contribué à la réussite de ce projet.

Je souhaite également exprimer ma gratitude au président et aux membres du jury, qui ont accepté d'évaluer mon mémoire et de consacrer leur temps précieux à l'examen attentif de ce travail.

Nous adressons nos remerciements à l'ensemble du personnel du SETS pour leur bienveillance, leur dévouement, ainsi que pour le temps et l'aide qu'ils nous ont généreusement accordés

Je tiens à exprimer ma gratitude à l'ensemble du corps enseignant et au personnel de l'ENSH, qui ont, de près ou de loin, contribué à ma formation et à mon développement.

ملخص

هذا العمل يتناول تصميم حاجز مائي صغير مخصص لسقي 38 هكتارًا من الأراضي الزراعية في منطقة قسنطينة. وقد ركزت الدراسة على تحليل معمق للجوانب الهيدرولوجية، الجيوتقنية والفنية للموقع، مع مراعاة الطوبوغرافيا، ظروف التربة، والموارد المائية المتاحة.

بعد دراسة مختلف الخيارات التصميمية، تم اختيار سد متجانس بارتفاع 15 مترًا وسعة تخزينية قدرها 0.283 مليون م³. هذا الاختيار تم بناءً على تحليل يضمن استقرار، أمان وفعالية المنشأة، كما يهدف التصميم إلى تلبية احتياجات السقي مع ضمان التكيف مع الخصائص المحلية للموقع.

كلمات مفتاحية: سد متجانس، الجوانب الهيدرولوجية، الجيوتقنية، الطوبوغرافيا، السقي.

Résumé

Ce travail porte sur la conception d'une retenue collinaire destinée à l'irrigation de 38 hectares de terres agricoles dans la région de Constantine. L'étude s'est concentrée sur une analyse approfondie des aspects hydrologiques, géotechniques et techniques du site, en tenant compte de la topographie, des conditions du sol, et des ressources en eau disponibles.

Après avoir étudié les différentes variantes de conception, une digue homogène de 15 m de hauteur a été retenue, avec une capacité de stockage de 0,283 Mm³. Cette solution a été choisie à la suite d'une analyse garantissant la stabilité, la sécurité et l'efficacité de l'ouvrage, la conception vise à répondre aux besoins en irrigation tout en s'adaptant aux particularités du site

Les mots clés : digue homogène, aspects hydrologiques, géotechniques, topographie, irrigation

Abstract

This work is concerned with the design of a small dam for the irrigation of 38 hectares of agricultural land in the Constantine region. The study focused on an in-depth analysis of the hydrological, geotechnical and technical aspects of the site, taking into account the topography, soil conditions, and available water resources.

After studying the different design variants, a homogeneous dam of 15 m height was chosen, with a storage capacity of 0.283 Mm³. This solution was chosen following an analysis guaranteeing the stability, safety and efficiency of the structure; the design aims to meet irrigation needs while adapting to the particularities of the site

Keywords: homogeneous dam, hydrological aspects, geotechnical, topography, irrigation.

Table des matières

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	2
Introduction :.....	3
I.1 Description et localisation générale de la zone d'étude :.....	3
I.2 Etude morphologique et topographique :	4
I.2.1 Caractéristiques topographiques de la retenue :.....	5
I.2.2 Choix et emplacement de l'axe de la retenue :.....	6
I.3 Conditions Climatiques :.....	6
I.3.1 Température de l'aire :.....	7
I.3.2 L'Humidité :.....	8
I.3.3 Le vent :	8
I.3.4 Précipitation :.....	9
Conclusion :	10
Chapitre II : Etude géologique et investigation géotechnique	11
Introduction :	12
II.1 Cadre géologique :	12
II.1.1 Contexte Géologique Régional :.....	12
II.1.1.1 Substratum du bassin de Constantine :	12
II.1.1.2 Contenu du bassin de Constantine :.....	13
II.1.2 Hydrogéologie de la zone :.....	13
II.1.3 Analyse structurale et tectonique de la zone :	14
II.1.4 Sismicité :	14
II.1.5 Couvert végétale :.....	15
II.1.6 Géologie Locale du Site	16
II.1.6.1 Structures géologiques du site :	16
II.1.6.2 Etanchéité du site et sa cuvette	17
II.1.6.3 Stabilité des versants	17
II.1.6.4 Matériaux d'étanchéité :	18
II.2 Caractéristiques Géotechniques des Sols :.....	19
II.2.1 Echelle de la zone d'implantation :	19
II.2.2 Echelle de la zone d'emprunt :	19
II.2.3 Travaux de reconnaissance :.....	19
II.2.3.1 Prospection géotechnique de terrain :.....	19
II.2.3.2 Prospection géotechnique au laboratoire :	20

II.2.3.3	Modos opératoires des essais	21
II.2.3.4	Résultats et commentaires des essais réalisés	21
II.2.3.5	Matériaux pour filtres, transitions et drains	24
II.2.3.6	Matériaux d'enrochement (Rip-Rap)	25
II.2.3.7	Vérification de l'état de consolidation de la fondation	25
	Conclusion et recommandation	26
Chapitre III	Etude Hydrologique	27
	Introduction :	28
III.1	Caractéristique du Bassin versant :	28
III.1.1	Description de bassin versant (oued Bou Kdaha) :	28
III.1.2	Caractéristique morphométrique du bassin versant :	29
III.1.3	Caractéristique de forme :	30
III.1.3.1	Indice de compacité (GRAVELIUS)	30
III.1.3.2	Indice d'allongement :	30
III.1.3.3	Rectangle équivalent :	31
III.1.4	Paramètre général du relief :	31
III.1.4.1	Répartition et courbe hypsométrique :	31
III.1.4.2	Les indices de pente :	34
III.1.5	Caractéristiques du réseau hydrographique :	37
III.1.5.1	Ordre du cours d'eau (Hiérarchisation du réseau) :	37
III.1.5.2	Densité de drainage :	38
III.1.5.3	Temps de concentration T_c :	39
III.1.5.4	Vitesse de ruissellement :	40
III.2	Etude des précipitations :	41
III.2.1	Pluies annuelles et mensuelles :	41
III.2.2	Pluie maximales journalière :	42
III.2.3	Ajustement statistique des pluies maximales journalières :	43
III.2.3.1	Procédé d'ajustement	43
III.2.3.2	Ajustement à la loi Log Normale (Loi de Galton) :	44
III.2.3.3	Ajustement de la série à la loi de GUMBEL :	45
III.2.3.4	Choix de loi d'ajustement le plus adéquate :	46
III.2.4	Pluies de courte durée	48
III.3	Etude et choix de crues :	49
III.3.1	Choix de la crue de projet :	50
III.3.2	Détermination des débits maximums fréquentiels	50

III.3.2.1	Les Méthodes empiriques de prédétermination :	51
III.3.2.2	Méthode de Gradex :	52
III.3.2.3	Débit par la Méthode de Soil Conservation service (SCS) :	55
III.3.3	Hydrogramme de crue :	59
III.4	Etude des apports :	61
III.4.1	Apport liquide :	61
III.4.1.1	Apport liquide moyenne annuelle A0 :	61
III.4.1.2	Caractéristique de l'écoulement :	63
III.4.2	Irrégularité des apports :	65
III.4.2.1	Estimation fréquentielle des apports :	65
III.4.2.2	Répartition mensuelle des Apports (moyenne annuelle et fréquentiel) :...	66
III.4.3	Apport solide :	66
III.4.3.1	Estimation de Transport solide et le volume mort	67
III.5	Etudes de régularisation :	69
III.5.1	Objectif et méthodologie :	69
III.5.2	Paramètre de l'étude de la régularisation :	69
III.5.3	Les besoins mensuels en eau :	69
III.5.4	Caractéristiques géométriques de la retenue :	69
III.5.5	Calcul du volume utile	70
III.5.5.1	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	72
III.5.5.2	Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	73
III.6	Laminage de crue	77
III.6.1	La méthode de Muskingum :	78
III.6.1.1	Les étapes de calculs	78
III.6.1.2	Laminage de la crue pour largeur B = 8 m	79
III.7	Choix de la largeur optimale	82
III.7.1	Volume et cout de remblai :	83
III.7.1.1	Revanche (hauteur de montée de la vague) :	83
III.7.1.2	Calcul de la largeur en crête :	84
III.7.2	Coût de la digue pour chaque variante :	85
III.7.3	Volume et coût du béton de l'évacuateur de crue :	86
III.7.3.1	Canal d'approche :	86
III.7.3.2	Section de déversement :	87
III.7.3.3	Coursier :	88
III.7.4	Cout totale de la retenue :	88

Conclusion	89
Chapitre IV : Choix et conception de variante de la digue	90
Introduction :	91
IV.1 Aperçu générale	91
IV.2 Les barrages en remblais.....	91
IV.3 Méthodologie et Critère de sélection :	92
IV.4 Présentation de la digue :	93
IV.4.1 Talus et revêtements	93
IV.4.1.1 Méthode de (TVA)	94
IV.4.1.2 Méthode de US Engineers	94
IV.5 Variante 01 : digue en terre homogène (argile) :	95
IV.5.1 Disposition des drains et filtres.	95
IV.5.1.1 Drain horizontal (tapis drainant) :	95
IV.5.1.2 Prisme de drainage :	96
IV.6 Variante 02 : Digue a zones (noyau en argile):.....	96
IV.6.1 Dimensionnement détailler du noyau	96
IV.6.2 Clé d'étanchéité :	97
IV.6.3 Drain horizontal (tapis drainant) :	98
IV.6.4 Prisme de drainage :	98
IV.7 Calcul des volumes et cout des différente matériaux pour chaque variante :	98
IV.7.1 Digue en terre homogène.....	98
IV.7.2 Digue a zones (noyau en argile):	100
IV.7.3 Cout final pour chaque variant :	104
IV.7.4 Choix final de la variante.....	104
IV.8 Conception détaillée de la digue (digue homogène en argile) :	104
IV.8.1 Description de la digue et l'ensemble du système de drainage :	105
IV.8.1.1 Protection :	105
IV.8.1.2 Tassement :	106
IV.8.1.3 Clé d'encrage (étanchéité) :	106
IV.8.2 L'ensemble du filtre et de drainage :	107
IV.8.2.1 Filtre.....	107
IV.8.2.2 Loi des filtres: (U.S Army Corps of Engineers).....	107
IV.8.2.3 Détermination de la courbe granulométrique des filtres :	108
IV.8.2.4 Epaisseur de filtre	109
IV.8.3 Etude des infiltrations dans le barrage et ses fondations :	109

IV.8.3.1	Détermination de la ligne de saturation (digue homogène avec drain) :..	110
IV.8.3.2	Débit de fuite par infiltration :.....	111
IV.8.4	Analyse de stabilité :.....	113
IV.8.4.1	Recherche de l'origine de glissement :.....	113
IV.8.4.2	Les conditions d'analyse :	113
IV.8.4.3	Notion sur le facteur de sécurité :.....	114
IV.8.4.4	Principe d'équilibre limite :.....	115
IV.8.4.5	Méthodes de FELLENIUS :	115
IV.8.4.6	Détermination du lieu géométrique des centres de cercles de rupture	116
IV.8.4.7	Bilan des forces sollicitant une tranche :.....	117
Conclusion	120
Chapitre V : Etude détailler des ouvrage annexes	121
Introduction :	122
V.1	Présentation de l'ouvrage de prise d'eau et de la vidange de fond :.....	122
V.1.1	Vidange de fond :	122
V.1.1.1	Rôle fondamental :.....	122
V.1.1.2	Conception des vidanges de fond :	122
V.1.1.3	Choix final de l'ouvrage de vidange :.....	123
V.1.1.4	Capacité de la vidange :	123
V.1.1.5	Calcul le temps de vidange :	124
V.1.2	Prise d'eau	125
V.1.2.1	Choix de la variante adéquate pour la prise d'eau :	126
V.1.2.2	Calcul le diamètre de la prise d'eau :.....	126
Conclusion :	126
V.2	Evacuateur de crue :.....	127
V.2.1	Évacuateur de surface :.....	127
V.2.2	Evacuateurs en charge :.....	127
V.2.3	Facteurs intervenants dans le choix du type de l'évacuateur :	127
V.2.4	Chois de la variante (EVC) :.....	128
V.2.5	Choix de rive le plus favorable :.....	128
V.2.6	Les ouvrages nécessaires pour l'évacuateur de crue :	128
V.2.7	Calcul hydraulique de l'évacuateur de crue :	128
V.2.7.1	Canal d'approche :.....	128
V.2.7.2	Déversoir :.....	130
V.2.7.3	Chenal d'écoulement :	134

V.2.7.4	Convergent :	135
V.2.7.5	Coursier :	136
V.2.7.6	Bassin de dissipation (stilling basin):	140
V.2.7.7	Ouvrage de fuite.....	143
Conclusion	144
Chapitre VI	:Planification et Organisation de chantier	145
Introduction	146
VI.1	Organisation générale de chantier.....	146
VI.1.1	Ordre et répartition des travaux (Tâches).	146
VI.1.2	Les installations nécessaires :	147
VI.1.2.1	Terrains et Zones de Stockage :	147
VI.1.2.2	Installation des bases-vie :	147
VI.1.3	Les différents travaux de réalisation.....	147
VI.1.3.1	Travaux de Décapage	147
VI.1.3.2	Travaux préalables aux terrassements :	148
VI.1.3.3	Travaux et ouvrages provisoire d'écoulement des eaux.....	148
VI.1.3.4	Travaux de compactage :	148
VI.1.3.5	Autres travaux :	148
VI.1.4	Les moyens de chantier et de transport	148
VI.1.4.1	Moyens Humains :	148
VI.1.4.2	Moyen matériel.....	148
VI.2	Le programme d'exécution (planification) :	149
VI.2.1	Planification d'un projet	149
VI.2.2	Les étapes nécessaires à la planification :	150
VI.2.3	Les modes de représentation de la planification :	150
VI.2.3.1	Méthode basée sur les réseaux.....	150
VI.2.3.2	Etape pour construire un réseau :	151
VI.2.3.3	Méthode du chemin critique :	152
VI.2.3.4	Les paramètres de calcul.....	152
VI.2.3.5	Identification du chemin critique.....	152
VI.2.4	Devis quantitatif et estimatif de la digue et des ouvrages annexes :	154
Conclusion générale	155

Liste des figures

Figure I.1: Plan de situation de la zone d'étude.	4
Figure I.2:Présentation de la zone d'étude par ArcGIS.	5
Figure I.3:Emplacement de la retenue (Source : Google Earth).	6
Figure I.4 : Variation des Températures moyenne mensuelles.	7
Figure I.5 : variation mensuelle de l'humidité - Station Ain Bey	8
Figure I.6 : Variation mensuelle des vents –station Ain Bey Constantine.....	9
Figure I.7 : Répartition mensuelles du pluie moyenne (1984/2018) - station Ain El bey. ...	10
Figure II.1 : Carte géologique de Constantine (Villa 1981).....	13
Figure II.2 : Carte sismique de l'Algérie selon les R.P.A version 2003 (C.G.S).....	15
Figure II.3 : Dépôt argileux marneux aux niveaux de la cuvette.	16
Figure II.4 : cuvette de la retenue collinaire.....	17
Figure III.1 : Délimitation de bassin versant oued Bou kdaha.....	29
Figure III.2 : Carte hypsométrique du bassin versant Chaabat Bou Kdaha.	32
Figure III.3 : courbe hypsométrique du bassin versant oued Bou Kdaha	33
Figure III.4 : Présentation de la carte du courbe de niveaux.....	34
Figure III.5 : Ordre du cours d'eau	38
Figure III.6 : Répartition mensuelles des pluies.....	42
Figure III.7 : Représentation graphique de la loi de GALTON (log-normal).....	45
Figure III.8 : Représentation graphique de la loi de GUMBEL.....	46
Figure III.9 : Graphe comparatif des résultats d'ajustement par la méthode de Gumbel et Galton.	47
Figure III.10 : courbe intensité durée fréquence	48
Figure III.11 : Ajustement graphique des pluies et la droite d'extrapolation des débits.....	54
Figure III.12 : Résultat de calcul de débit de crue pour T = 10 ans par la méthode SCS	57
Figure III.13 : Résultat de calcul de débit de crue pour T = 50 ans par la méthode SCS	57
Figure III.14 : Résultat de calcul de débit de crue pour T = 100 ans par la méthode SCS	58
Figure III.15 : Résultat de calcul de débit de crue pour T = 10 ans par la méthode SCS	58
Figure III.16 : l'hydrogramme de crue du bassin versant.....	61
Figure III.17 : Répartition mensuelle de l'Apports moyenne annuelle et fréquentiel a 80% .	66
Figure III.18 : Courbe Hauteur surface Capacité	70
Figure III.19 : courbe surface hauteur entre 900 m et 905 m.....	79
Figure III.20 : courbe caractéristique de la retenue pour (b = 8m).....	80
Figure III.21 : hydrogramme de sortie	82
Figure III.22 : Schéma du profil WES a paroi amont verticale.....	87
Figure III.23 : courbe d'optimisation	89
Figure IV.1 : rapport (L/H) pour classer les vallées.....	92
Figure IV.2: ligne de saturation dans un barrage homogène avec drain	110
Figure IV.3 : découpage d'une tranche par la méthode de FELLENIUS	116
Figure IV.4 : présentation de cercle critique par la méthode de FONDEEV par autocad	117
Figure V.1 : calcul le temp de vidange (tableau type A source ANB).....	124
Figure V.2: profile WES (Typical WES standard shapes).....	130
Figure V.3 : abaque du calcul des paramètre pour le quadrant amont (Murphy 1972).	131
Figure V.4 : : coordonnées de la nappe liquide franchissant un déversoir standard type WES	133
Figure V.5 : profil final de déversoir.....	133
Figure V.6 : présentation graphique de la ligne d'eau	138

Figure V.7 : schéma du bassin a ressaut type II.....	141
Figure V.8 : caractérisation du bassin de dissipation type II (Design of Small Dams)	141
Figures VI.1 : schéma critique par la méthode des nœuds.....	153

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Présentation des Coordonnée de site.....	3
Tableau I.2 : Cordonnée de l'axe de la retenue.....	6
Tableau I.3: Les coordonnées de la station climatologique de Ain El Bey-Constantine	7
Tableau I.4 : Variation de Températures moyenne mensuelles- Ain Bey- Constantine	7
Tableau I.5: Répartition d'Humidité moyenne mensuelle.	8
Tableau I.6: vitesse du vent –Station de Ain Bey.	8
Tableau I.7: Répartition mensuelles du pluie moyenne (1984/2018) - station Ain El bey.	9
Tableau II.1 : Les essais de laboratoire établi par le SETS (Sétif).....	20
Tableau II.2 : Caractéristiques géotechniques de la fondation de la digue (Limon argileux). ..	22
Tableau II.3 : Caractéristiques géotechniques de la zone d'emprunt.....	24
Tableau III.1 : les caractéristiques morphométriques du bassin versant.....	29
Tableau III.2 : Répartition des altitudes et surface partielle.....	32
Tableau III.3 : Résultat des altitudes caractéristique du bassin versant.	33
Tableau III.4 : Résultat de calcul de la pente moyenne du bassin versant.	35
Tableau III.5: Classification d'ORSTOM.	35
Tableau III.6 : Résultat de calcul d'Indice de pente de roche.	36
Tableau III.7 : longueur de chaque d'ordre d'eau.	38
Tableau III.8 : Récapitulatif sur le calcul du temps de concentration.	40
Tableau III.9 : Tableau récapitulatif des caractéristiques du bassin versant Bou kadaha.	41
Tableau III.10 : Répartition mensuelles du pluie moyenne (1984/2018).....	42
Tableau III.11: Répartition annuelles des pluies maximales journalières.....	43
Tableau III.12 : Caractéristique de l'échantillon.....	44
Tableau III.13 : Résultat de l'Ajustement à la loi Log-Normal	44
Tableau III.14 : Résultat de l'Ajustement à la loi de GUMBEL.....	45
Tableau III.15 : Résultats du test de Khi carré.....	47
Tableau III.16 ; précipitation et intensité pour différente fréquence.....	48
Tableau III.17: Crues de projet recommandées.....	50
Tableau III.18 : Débit maximum par la formule de Turazza.....	51
Tableau III.19 : Débit maximum par la formule de Mallet et Gauthier.	51
Tableau III.20 : débit maximum par la formule de Giandotti.	52
Tableau III.21 : ajustement de la série de débit à la loi de gumbel	53
Tableau III.22 : Débit décennal par analogie	54
Tableau III.23 : débit maximale par le modèle gradex.....	55
Tableau III.24 : tableau spécifique pour la détermination du CN.....	56
Tableau III.25 : Débit maximale par la méthode SCS	58
Tableau III.26 : Récapitulatif des débits maximums selon différentes méthodes.....	59
Tableau III.27 : Calcul de l'Hydrogramme de crue pour différent période de retour	60
Tableau III.28 : apport moyenne annuel	63
Tableau III.29 : résultat du calcul de coefficient de variation.....	65
Tableau III.30 : variable réduite de gauss	65
Tableau III.31 : Répartition mensuelle de l'Apports moyenne annuelle et fréquentiel	66

Tableau III.32 : résultat de calcul du transport solide	68
Tableau III.33 : résultat de calcul de débit solide	68
Tableau III.34 récapitulatif des résultats du volume mort	68
Tableau III.35 : répartition des besoins en eau mensuelles.....	69
Tableau III.36 : Les caractéristiques (superficie, Volume) du réservoir.....	69
Tableau III.37 : Calcul de la régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	72
Tableau III.38 : perte par évaporation et infiltration	73
Tableau III.39 : Calcul de la régularisation saisonnière en tenir compte des pertes	74
Tableau III.40 : les pertes d'évaporation et infiltration pour la deuxième approximation.....	75
Tableau III.41 : volume de remplissage final pour la deuxième approximation.....	76
Tableau III.42 : Résultat final de régularisation.....	77
Tableau III.43 : Calcul de la courbe caractéristique de la retenue.	80
Tableau III.44 : hydrogramme laminée pour une largeur $b=8$ m	81
Tableau III.45 : Récapitulatif des résultats obtenus par la méthode de Muskingum	82
Tableau III.46 : calcul de la revanche	83
Tableau III.47 : résultat de calcul de la hauteur H_b	84
Tableau III.48 : résultat de calcul de la largeur en crête du barrage	84
Tableau III.49 : volume de la digue pour $b = 6$ m.....	85
Tableau III.50 : volume et coût du remblai de la digue	86
Tableau III.51 : coût du canal d'approche.....	86
Tableau III.52 : coût de déversoir	88
Tableau III.53 : cout du coursier	88
Tableau III.54 : cout totale de la retenue.....	88
Tableau IV.1 : Détermination des pentes des talus.	93
Tableau IV.2 choix des pentes des talus selon le type de barrage	93
Tableau IV.3 : Détermination du coefficient C	94
Tableau IV.4 : détermination de l'épaisseur des roches par la méthode l'US Army Corps of Engineers en fonction de hauteur de la vague.....	95
Tableau IV.5 : Volume total du corps de la retenue (recharge en argile) :	98
Tableau IV.6 : volume de protection talus amont (sable, $e = 15$ cm)	99
Tableau IV.7 : volume de protection talus amont (gravière = 20 cm)	99
Tableau IV.8 : volume de protection talus amont (enrochement, $e = 45$ cm).....	100
Tableau IV.9 : volume de protection talus aval (TVO, $e = 45$ cm).....	100
Tableau IV.10 : volume d'argile du noyau	101
Tableau IV.11 : calcul le volume total de la digue.....	101
Tableau IV.12 : Tableau volume de protection talus amont (sable, $e = 15$ cm)	102
Tableau IV.13 : volume de protection talus amont (gravière = 20 cm)	102
Tableau IV.14 : volume de protection talus amont (enrochement, $e = 45$ cm).....	103
Tableau IV.15 : volume de protection talus aval (TVO, $e = 45$ cm).....	103
Tableau IV.16 cout préliminaire pour chaque variant.....	104
Tableau IV.17 : détaille générale de la digue.....	104
Tableau IV.18 : récapitulatif sur la protection des talus amont et aval	106
Tableau IV.19 : dimensionnement de la clé d'encrage	106
Tableau IV.20 : dimensionnement de drains pied (prisme de drainage).....	107
Tableau IV.21 : Résultat de calcul des diamètres pour la première couche de filtre	108
Tableau IV.22 : Résultat de calcul des diamètres pour la deuxième couche de filtre.....	109
Tableau IV.23 : résultat de calcul des conditions pour le filtre.....	109

Tableau IV.24 : les coordonnées de la parabole (ligne de saturation) :	111
Tableau IV.25 ; récapitulatif sur le calcul de débit de fuite total (digue + fondation).	112
Tableau IV.26 : coefficient de sécurité en fonction de classe de l'ouvrage.....	114
Tableau IV.27 : valeur de K1 et K2 pour la détermination des rayons.....	116
Tableau IV.28 : résultat de calcul de coefficient de sécurité pour les trois cas	120
Tableau V.1 : recommandation pour le temps de vidange (source ANB)	125
Tableau V.2 : calcul le temps de vidange de la retenue	125
Tableau V.3 : les données principales pour déterminer les deux profils de déversoir	131
Tableau V.4 : coordonnée (X, Y) pour le quadrant amont.....	131
Tableau V.5 : coordonnée de profil aval de déversoir	132
Tableau V.6 : coordonnée de nappe d'eau supérieure	133
Tableau V.7 : Paramètre de calcul a l'entrée de coursier.....	136
Tableau V.8 : Résultat de calcul de la ligne d'eau dans le coursier	139
Tableau V.9 : résultat obtenu après le calcul de ligne d'eau.....	139
Tableau VI.1 : paramètre de calcul pour la méthode CPM.....	152
Tableau VI.2 : différentes phases de travaux (séquence).....	153
Tableau VI.3 : devis estimatif et quantitatif pour la digue est les ouvrage annexe.....	154

Liste des planches :

Planche 01 : Plan d'aménagement et implantation des axes

Planche 02 : profil au long suivant l'axe de la digue

Planche 03 : coupe type et Detaille de la digue

Planche 04 : schémas calcul de la stabilité et de l'infiltration de la retenue Bou kdaha

Introduction générale

Face à la sécheresse et aux besoins croissants en eau pour l'irrigation et la consommation domestique, l'Algérie s'est engagée dans la réalisation de multiples infrastructures hydrauliques telles que les retenues collinaires, les barrages et les réservoirs.

Les retenues collinaires sont des infrastructures hydrauliques essentielles pour la gestion optimale des ressources en eau, notamment dans les zones caractérisées par un climat semi-aride ou aride. Ces ouvrages permettent de capter et de stocker les eaux de ruissellement et les précipitations, afin de les utiliser pendant les périodes de sécheresse. Dans le cadre de l'irrigation, elles assurent un apport d'eau constant pour les cultures, augmentant ainsi la productivité agricole et contribuant à la sécurité alimentaire des populations locales.

Le projet étudié ici porte sur la construction d'une retenue collinaire au niveau de l'oued Bou Kdaha, située dans la commune d'Aïn Abid, wilaya de Constantine. L'objectif de cette étude est d'explorer les différentes variantes de conception possibles pour la retenue, afin de les adapter aux conditions spécifiques du site. Elle vise également à réaliser une analyse technico-économique approfondie, en évaluant les alternatives disponibles pour identifier la solution la plus optimale.

Cette mémoire se structure en six grandes parties. La première partie aborde la description de la zone d'étude, en particulier la topographie, et l'identification des meilleures zones pour implanter l'axe de la retenue. La deuxième partie traite des aspects géologiques et géotechniques, afin de valider le choix du site retenu, en analysant la fondation et la zone d'emprunt, à partir des données obtenues via des sondages, puits et essais en laboratoire.

Le troisième chapitre se concentre sur l'analyse géomorphologique du bassin versant, les reliefs, les apports hydriques, ainsi que le volume d'eau stocké. Ce chapitre inclut également une estimation des crues, une étude sur le transport solide et la régularisation des apports, accompagnée d'une optimisation des coûts de construction pour choisir la variante la plus appropriée.

Le quatrième chapitre est dédié à une étude détaillée des variantes de conception pour la retenue, aboutissant au choix optimal de la configuration la plus adaptée au site. Cette section inclut une analyse des organes nécessaires à la construction de la digue, ainsi que des évaluations des infiltrations et de la stabilité des talus.

La cinquième partie portera sur les ouvrages annexes, tels que les dispositifs d'évacuation des eaux, la vidange de fond, et les prises d'eau, afin de garantir la sécurité et le bon fonctionnement de la retenue.

Enfin, le dernier chapitre traite de l'organisation du chantier et de la planification des différentes étapes de construction, assurant ainsi le bon déroulement des travaux et leur acheminement dans les délais impartis.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Le processus de sélection de l'emplacement d'un barrage s'effectue par une série d'étapes méthodiques. Dans un premier temps, une large gamme de sites potentiels est identifiée. Ensuite, à mesure que l'évaluation progresse, les sites sont éliminés en fonction de critères de plus en plus spécifiques, tels que les conditions géologiques, les propriétés géotechniques et les caractéristiques topographiques qui influencent la faisabilité de la construction, l'efficacité hydraulique et le coût des travaux. Cette approche permet de converger vers le site optimal, celui qui offre le meilleur équilibre entre sécurité, performance et rentabilité.

I.1 Description et localisation générale de la zone d'étude :

Le site de la retenue collinaire de Chaabat Bou Kadaha est situé dans la commune d'Ain Abid à environ 70 Km de la zone côtière méditerranéenne, et à environ 30 Km à l'est de la ville de Constantine. Le site se situe par ailleurs, à quelques kilomètres à l'Est de la localité de Mechtat Hassana.

La zone d'étude représente du point de vue structurale une région des hauts plateaux faisant partie de l'ensemble des plateaux de Constantine, dominée principalement par des vallées et une série de collines et de croupes définie par des versants de pentes assez faibles.

Les coordonnées UTM du site sont spécifiées et définies sur la carte d'état-major Ain MILA feuille NJ-32-I-8 EST à l'échelle 1/50 000 :

Tableau I.1 : Présentation des Coordonnée de site

Dénomination	Commune	Coordonnée du site	
		X	Y
CHAABET BOUKDAHA	AIN ABID	312456.87	4005051.96

Le chemin de Wilaya CW02, reliant l'agglomération de Sigus à la ville de Ain Abid et à la route Nationale 20 Constantine-Guelma, permet d'accéder facilement au site de la retenue.

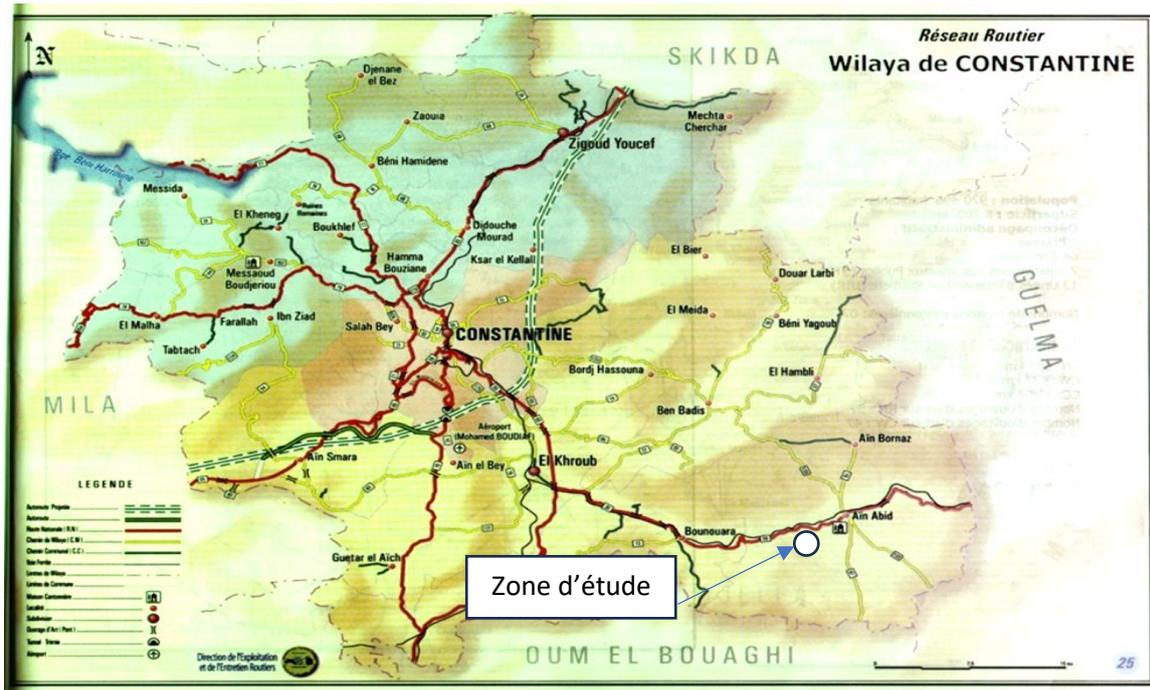


Figure I.1: Plan de situation de la zone d'étude.

I.2 Etude morphologique et topographique :

L'étude topographique, dans le contexte du choix de l'emplacement d'un barrage, consiste à analyser en détail la configuration géographique et les caractéristiques physiques du terrain où le barrage pourrait être construit.

L'étude topographique est engagée au stade de l'étude de faisabilité pour le contexte du choix de l'emplacement de la retenue collinaire, elle consiste à analyser en détail la configuration géographique et les caractéristiques physiques du terrain où la retenue pourrait être construit en se basant sur la cartographie (cartes d'état-major Ain MLILA) et en tenant compte des critères suivants :

- **Assurer un volume d'eau suffisant** : Le site doit permettre de capturer une quantité d'eau optimale pour répondre aux besoins du projet.
- **Minimisation des remblais** : La largeur de la gorge sélectionnée doit être la plus étroite possible pour réduire le volume de remblais nécessaire à la construction.
- **Accessibilité** : Il est essentiel de choisir un emplacement proche et facilement accessible depuis les infrastructures existantes, afin de minimiser les coûts et les perturbations liés à la création de nouvelles voies d'accès pour les engins et la main-d'œuvre.
- **Maximisation de la capacité de la cuvette** : Le site doit offrir la plus grande capacité possible pour la retenue d'eau.
- **Emplacement des ouvrages annexes** : Le site doit également permettre l'installation optimale des ouvrages annexes nécessaires.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.2.1 Caractéristiques topographiques de la retenue :

Le site de Chaabet Bou Kadaha est caractérisé surtout par des chaînes montagneuses qui dominent la région sud du bassin versant offrant ainsi des passages à l'oued qui s'achemine vers le nord.

Le site d'étude par son relief donne un aspect d'une zone de vallée très accidentée avec des versants élevés parfois doux et des dénivelées importantes donnant une configuration d'une cuvette très étroite.

Le relief est de raideurs accidentées dans l'ensemble, les terrains en pente un peu élevés constituent la majorité des terres et apparaissent principalement au niveau du lit des oueds et affluents.

Le bassin versant de Chaabet Bou Kadaha est pour une superficie à près de 7.55 km² et d'un périmètre de 11.53 km, se situe à environ 40 kilomètres au sud-est de la ville de Constantine et au Nord de la ville de Ain Abid et environ 90 kilomètres de la méditerranée. Il draine une partie du bassin hydrographique de l'oued Boumerzoug, affluent important de l'oued Rhumel.

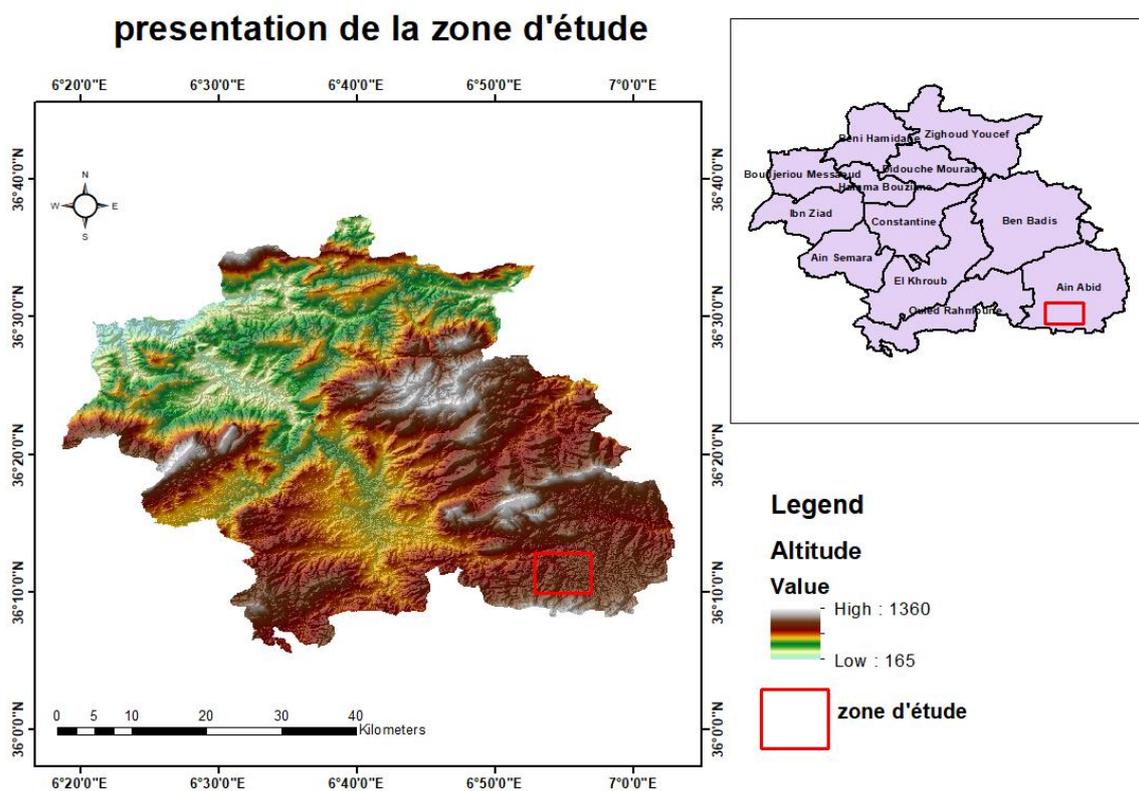


Figure I.1:Présentation de la zone d'étude par ArcGIS.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.2.2 Choix et emplacement de l'axe de la retenue :

La morphologie de la vallée joue un rôle déterminant dans le choix de l'axe du barrage. Il est donc préférable de sélectionner un emplacement où la vallée se resserre, ce qui permet de minimiser la quantité de matériaux nécessaires à la construction du corps du barrage.

L'implantation de l'axe de la digue est à examiner en prêtant une attention particulière au choix de l'axe du barrage. En effet, un déplacement de quelques mètres peut avoir des conséquences significatives sur le volume des matériaux à mettre en place (M. Mihoubi 2014)

L'axe de la retenue a été tracé le plus rectilignement possible et a été fixé avec deux points de repère (rive gauche, rive droite).

Tableau I.2 : Cordonnée de l'axe de la retenue.

	X (m)	Y (m)
Rive gauche	312061.6847	4004962.9135
Rive droit	312317.4636	4004869.7441

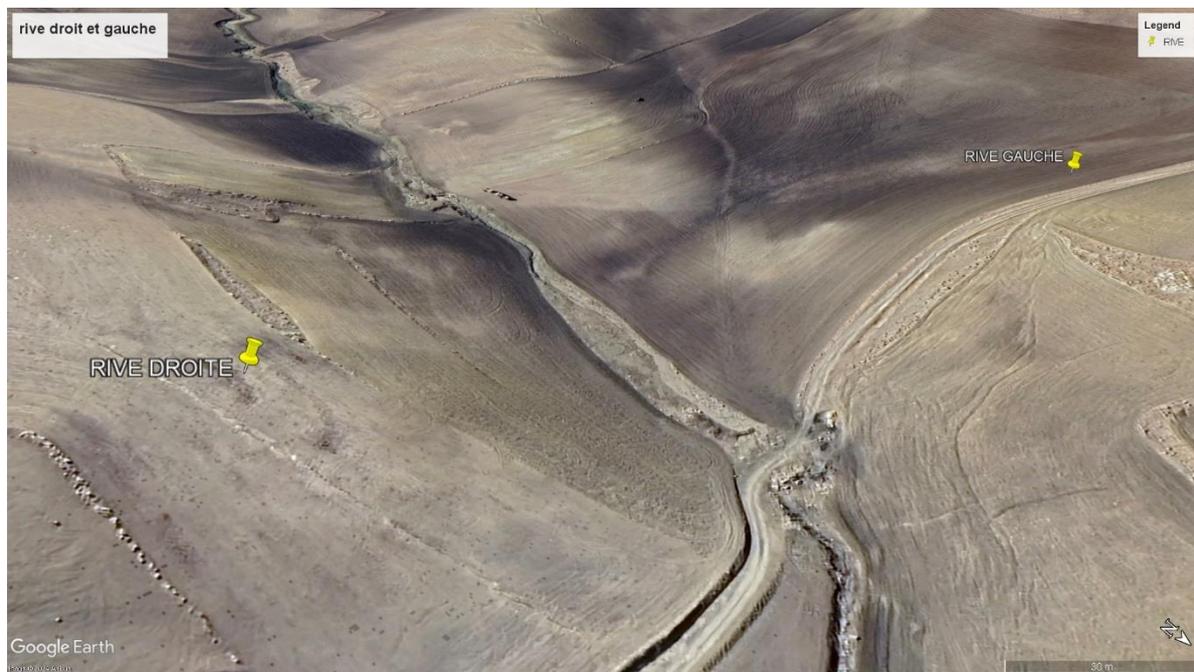


Figure I.1: Emplacement de la retenue (Source : Google Earth).

I.3 Conditions Climatiques :

Les caractéristiques climatiques de la zone d'étude ont un impact significatif sur le fonctionnement et la durabilité de la retenue. Ces caractéristiques comprennent les précipitations, l'évapotranspiration, la température et le vent. Comprendre ces facteurs climatiques est important pour une planification efficace de la retenue collinaire.

La station climatologique la plus proche et la plus représentative est la station de Ain bey, située à proximité de la ville de Constantine qui recèlent des données fiables caractérisent les conditions climatiques dans la zone de l'aménagement.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Les caractéristiques de cette station sont présentées dans le **tableau I.3**

Tableau I.3: Les coordonnées de la station climatologique de Ain El Bey-Constantine

Nom station	Latitude	Longitude	Altitude (m)	Période (Année)
Ain El Bey-CNE	36.28 °N	06.62 E	694	1984- 2011

I.3.1 Température de l'aire :

Les températures moyennes mensuelles au voisinage du projet d'aménagement sont données dans le tableau I.4 ci-dessous :

Tableau I.4 : Variation de Températures moyenne mensuelles- Ain Bey-Constantine

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Moy
T°C	21,15	16,77	11,15	7,79	6,547	7,657	9,89	12,25	16,96	22,11	25,22	25,42	15,24

Source ANRH Constantine

L'évolution des températures mensuelles au cours de l'année dans la région de l'étude est présentée sur la Figure I.4.

Les mois de juin à septembre sont les mois les plus chauds avec un pic de chaleur en juillet/août (25 °C). Les mois de décembre, janvier et février sont les mois les plus froids de l'année avec une température inférieure à 7 °C.

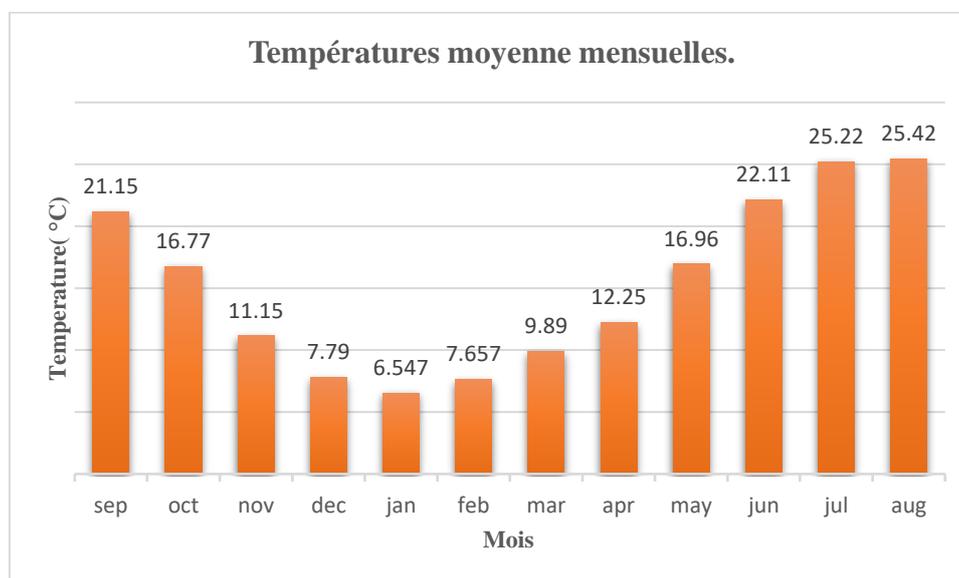


Figure I.4 : Variation des Températures moyenne mensuelles.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.3.2 L'Humidité :

Le degré hygrométrique de la zone d'étude est étudié au travers de la station d'Ain Bey. Le taux d'humidité de l'air est un paramètre important dans l'étude d'une retenue, car il caractérise le pouvoir évaporant de l'air.

Le taux de l'humidité de l'air à l'échelle mensuelle est donné dans le tableau I.5

Tableau I.5: Répartition d'Humidité moyenne mensuelle.

Mois	Seb	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Moy
H %	63,106	70,1	72,9	77,5	77,4	75	73,6	71,8	67,2	58,8	47,4	51,2	67

Source ANRH Constantine

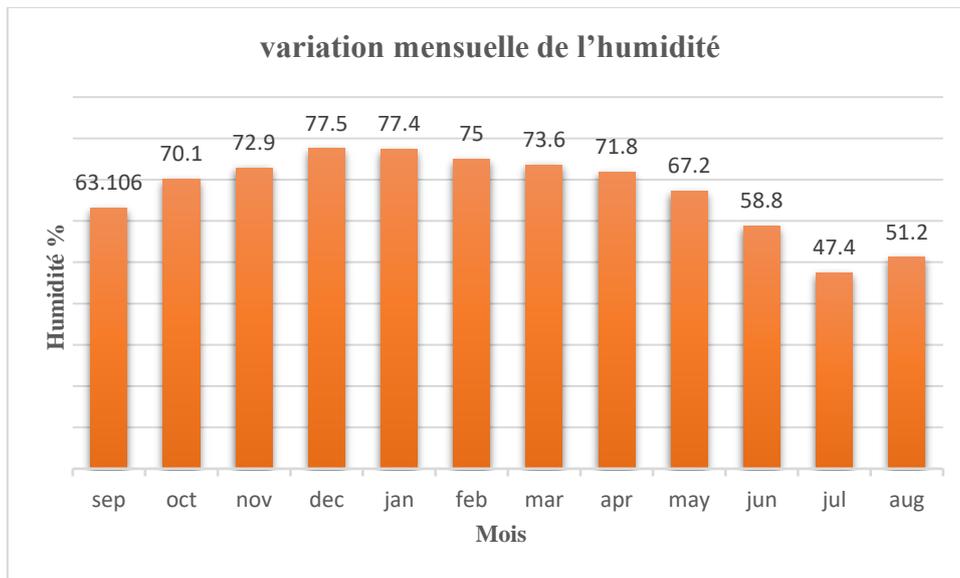


Figure I.5 : variation mensuelle de l'humidité - Station Ain Bey

I.3.3 Le vent :

La répartition de la vitesse du vent exprimée en m/s est présentée dans le tableau I.6:

Tableau I.6 : vitesse du vent –Station de Ain Bey.

Mois	Seb	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Vm
V (m/s)	2.0	2.2	2.4	1.8	2.7	2.9	2.7	2.6	2.2	2.3	2.3	2.2	2.36

Source ANRH Constantine

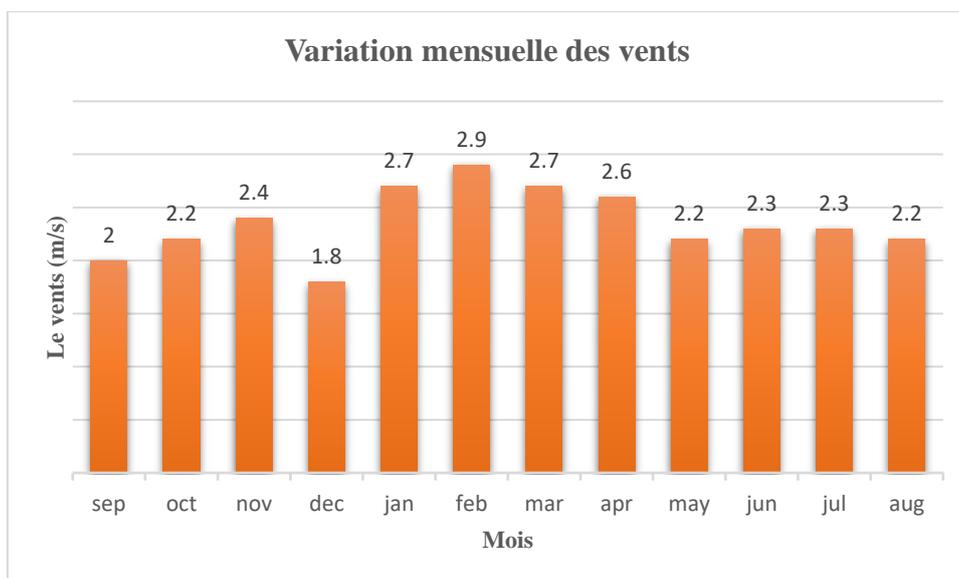


Figure I.6 : Variation mensuelle des vents –station Ain Bey Constantine

I.3.4 Précipitation :

Tableau I.7: Répartition mensuelles du pluie moyenne mensuelles (1984/2018)
- station Ain El bey.

Mois	Seb	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
P(mm)	40.52	41.67	54.01	82.91	75.64	56.44	63.91	52.49	42.39	17.51	4.55	10.37	542.41
P (%)	7.47	7.68	9.96	15.29	13.95	10.41	11.78	9.68	7.82	3.23	0.84	1.91	100

Source ANRH Constantine

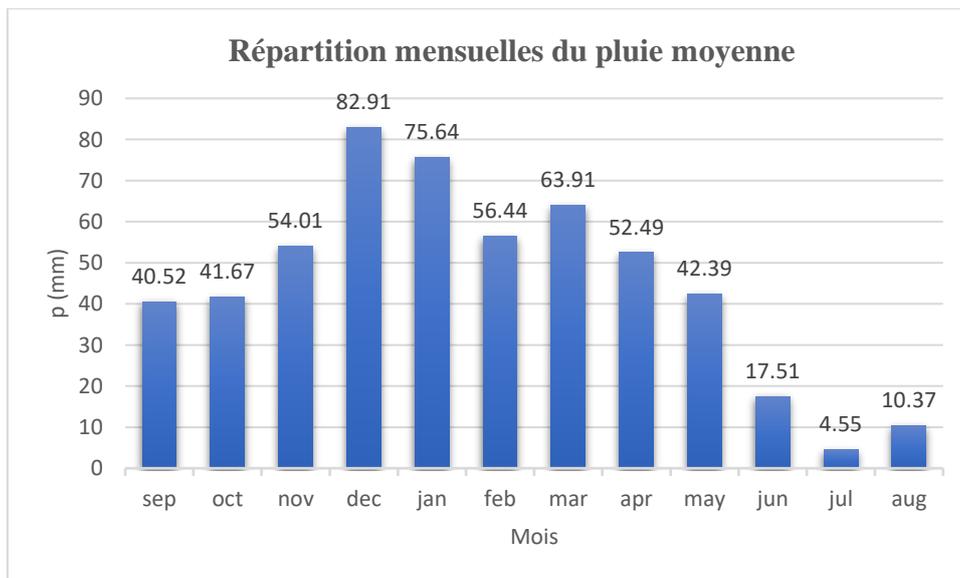


Figure I.7 : Répartition mensuelles du pluie moyenne (1984/2018) - station Ain El bey.

Conclusion :

Les investigations topographiques menées sur le site prévu pour la retenue de l'oued Bou Kdaha révèlent des conditions topographiques particulièrement favorables à sa mise en œuvre.

Chapitre II : Etude géologique et investigation géotechnique

Introduction :

Les études géologiques et géotechniques menées sur le site de la future retenue permettent d'évaluer la faisabilité du projet et de recommander les ouvrages les plus appropriés à implanter. Ces recommandations tiennent compte de la nature du sol, de ses caractéristiques, ainsi que la disponibilité et la qualité des matériaux de construction à proximité. L'objectif de cette étude est donc de répondre aux questions essentielles liées à la stabilité mécanique du barrage, la résistance de la fondation, l'étanchéité de son corps et de sa cuvette.

II.1 Cadre géologique :

L'étude géologique est indispensable pour connaître la nature et les différentes couches du terrain de notre région et le site de la retenue. C'est aussi un critère essentiel pour le choix du type de notre digue. Cependant, une analyse détaillée de tous les paramètres géologiques doit se faire avant tout pour se prononcer sur la faisabilité de tel ou tel type de digue. L'étude doit se porter sur toute la zone de la région. Elle nous fournira la géologie régionale, l'histoire géologique et tectonique du massif et sa structure. La nature, la qualité et les caractéristiques des fondations qui prépondèrent dans la sélection du type d'ouvrage.

II.1.1 Contexte Géologique Régional :

Géologiquement parlant la région de Constantine est formée de deux grandes entités :

- Les formations appartenant au substratum du bassin néogène de Constantine d'âge allant du Trias au Burdigalien moyen (Coiffait, 1992).
- Les dépôts appartenant au bassin néogène de Constantine, datant du Miocène au Quaternaire.

II.1.1.1 Substratum du bassin de Constantine :

Les différents ensembles litho-stratigraphiques qui représentent le substratum du bassin de Constantine peuvent être résumés comme suit :

Formations triasiques : Représentées le plus souvent par des gypses, des argiles et des marnes bariolées ainsi que des cargneules.

Formations jurassiques : Les formations du Jurassique affleurent sous forme d'une épaisse série de calcaires massifs comportant des horizons très fossilifères. Le Lias est représenté par des roches calcaires et des dolomies massives. Le Dogger est représenté par des formations carbonatées comportant des calcaires, des marno-calcaires et des dolomies. Le Malm est représenté par des calcaires fins très souvent dolomitisés, parfois siliceux ou biodétritiques.

Formations crétacées : Les formations du Crétacé inférieur sont caractérisées par des marnes, des marno-calcaires et des calcaires néritiques, (Vila, 1980 ; Raoult et Velde, 1971). Le Crétacé moyen à supérieur comprend des marno-calcaires peu épais de l'Albien, des marno-calcaires noduleux de couleur grise, et des marnes gris bleuté parfois gypsifères marquées dans sa partie supérieure par une surface durcie du Sénonien.

Chapitre II : Etude géologique et investigation géotechnique

bassin néogène de Constantine, plusieurs études hydrogéologiques ont permis d'identifier quatre niveaux aquifères distincts. (Source : ANRH agence régionale de Constantine) :

- Un aquifère hydrothermal (profond)
- Aquifère des formations marneuse préabonienne.
- Aquifère des formations argilo-sableuse moi-pliocène.
- Aquifère des éboulis et travertins d'âge quaternaire. (Source ANRH CTE)

Le substratum résistant, identifié par prospection électrique en 1960 et confirmé par une campagne d'investigation sismique en 1986, se situe à une profondeur de 100 mètres au niveau des sources thermales de Hamma Bouziane. Ce substratum plonge rapidement vers le nord-ouest, atteignant une profondeur de 300 mètres sur une distance d'environ 100 mètres. L'étude a également révélé une structure en horst du substratum calcaire, orientée nord-est/sud-ouest, traversant la localité de Hamma Bouziane.

L'enquête sur le terrain montre que le bassin hydrogéologique de la cuvette correspond au bassin topographique. La nature géologique argileuse des matériaux forme une barrière étanche, empêchant l'infiltration des eaux de surface vers les nappes souterraines. Les formations numidiennes de grès, d'argile et de conglomérat créent localement des réservoirs de faible capacité.

II.1.3 Analyse structurale et tectonique de la zone :

La région de Constantine a subi une déformation polyphasée, caractérisée par des schistosités, des plis et des fractures : failles et fentes d'extension qui se manifestent surtout dans les terrains carbonatés du Néritique. Les marqueurs de la déformation sont nombreux et les différentes discordances permettent de caler l'âge approximatif des grandes phases tectoniques. On peut distinguer deux tectoniques majeures : une tectonique anté-nappes et synchronappes, c'est-à-dire produite avant et pendant le déplacement des nappes et une tectonique post-nappes, caractéristique de la région de Constantine comme du reste de la chaîne tellienne. (R. Bougdal .2007)

II.1.4 Sismicité :

Du point de vue de la sismicité et des risques associés, l'Algérie est divisée en quatre zones sismiques, classées en fonction de l'intensité des phénomènes telluriques.

- Zone 3 : sismicité élevée.
- Zone 2 : sismicité moyenne.
- Zone 1 : sismicité faible.
- Zone 0 : sismicité négligeable

La région de Constantine, fait partie du domaine Tellien à l'est du pays. Cette zone est caractérisée par une déformation tectonique lente et une sismicité faible à modérée.

Chapitre II : Etude géologique et investigation géotechnique

Le coefficient sismique, noté K, utilisé pour évaluer la stabilité des digues, elle est calculée en fonction de l'accélération maximale horizontale (A), qui dépend de la zone sismique et de niveau d'importance de la structure. Ce coefficient est donné par la formule empirique $K = 2/3 A$, basée sur les observations du comportement de nombreuses digues de barrages en terre et en enrochement.

Le site de la retenue, situé dans la commune d'Ain Abid, se trouve dans la zone sismique II est relève du groupe d'usage n°1B. Ces deux paramètres permettent de déterminer le coefficient sismique nécessaire. $K = 2/3.A$

$$K = 2/3 * 0.20 = 0.13.$$

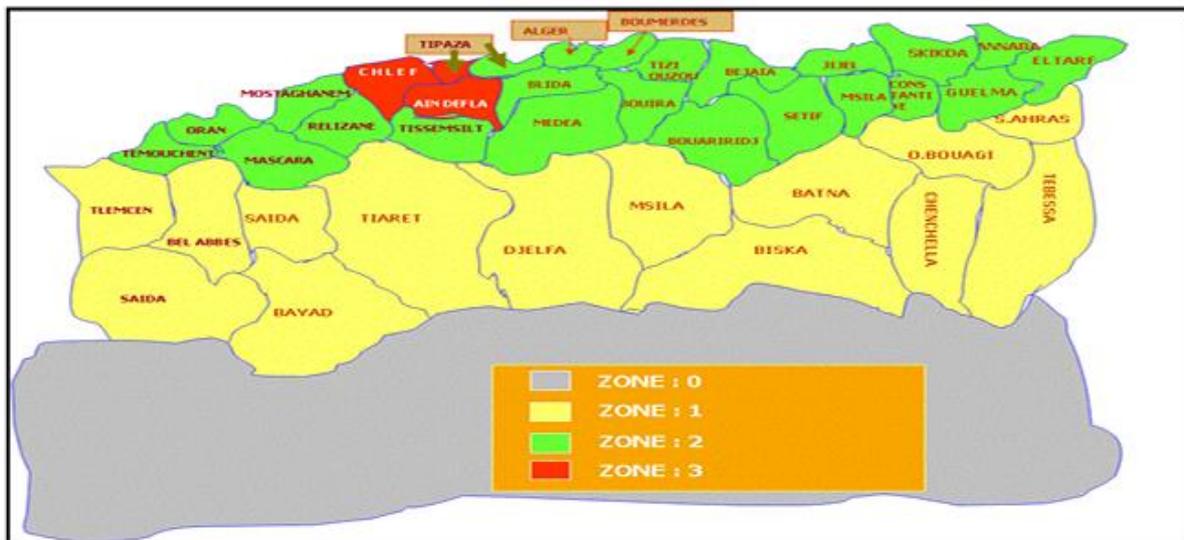


Figure II.2 : Carte sismique de l'Algérie selon les R.P.A version 2003 (C.G.S).

II.1.5 Couvert végétale :

Dans la région d'AIN ABID, le couvert végétal est lié aux principaux paramètres naturels qui sont : le relief, la géologie du terrain, le climat et le facteur humain.

Dans les hautes montagnes, le couvert végétal se trouve sous forme des herbes relativement discontinues, représentée par l'espèce la plus fréquente : le chêne vert.

En dehors de ces reliefs La plaine caractérisée par la présence des parcelles de végétation large, la végétation arborescente est limitée à quelques lambeaux dans les versants sous forme d'espèces boisées notamment dans les rives des principaux oueds, par contre dans les terrains non agricoles règnent les herbacées naturelles où se manifeste le phénomène d'érosion hydrique intense.

II.1.6 Géologie Locale du Site

II.1.6.1 Structures géologiques du site :

Le site de la retenue de Chaabat Boukdaha appartient au domaine des nappes telliennes sensu stricto qui est représenté par un faciès marneux, argileux.

L'ensemble de la cuvette de la retenue collinaire est formé essentiellement de dépôts miocènes argileux et limoneux à intercalations détritiques conglomératiques, Les collines entourant la cuvette sont de nature marno-calcaire.

- Au niveau du lit d'oued, ce sont les alluvions (limons, graviers avec souvent des blocs calcaires et des cailloutis).
- Sur la rives droite et gauche de l'axe de la retenue, ce sont les formations argilo-marneux
- Les informations fournies par les sondages. On permet de construire une interprétation argumentée de la lithologie de l'axe de la digue ; A partir de la surface, la couche continue de terre arable et remblais à une épaisseur de 1 à 3.5 m, surmonte une couche de limon argileux avec passage conglomératique au niveau de 1.5 à 5m dans la rive gauche.



Figure II.3 : Dépôt argileux marneux aux niveaux de la cuvette.

II.1.6.2 Etanchéité du site et sa cuvette

Les argiles pures sont des matériaux naturellement imperméables, tandis que les marnes sont peut perméable. En revanche, les alluvions sont des formations géologiques perméables. La géomorphologie de la cuvette, combinée avec la nature de la végétation présente, contribue à une stabilité naturelle des versants et des abords du site. Cependant, si cette stabilité naturelle venait à être compromise, il pourrait y avoir un risque d'infiltration à travers des niveaux d'alluvions perméables, mettant en danger l'intégrité de la structure.



Figure II.4 : cuvette de la retenue collinaire

II.1.6.3 Stabilité des versants

L'affaissement d'une masse de terrain dans la cuvette peut avoir des conséquences significatives, notamment la réduction de la taille de la retenue et la dégradation de ses abords. Cependant, il peut également mettre en péril le barrage lui-même en provoquant une brusque montée des eaux. Plusieurs facteurs d'instabilité contribuent à ces désordres, notamment :

Nature des Matériaux :

La composition géologique des versants joue un rôle important. Certains matériaux, tels que les argiles gonflantes ou les formations friables, sont plus sujets aux glissements et aux éboulements.

Disposition des Versants :

L'orientation et la configuration des versants par rapport à la pente sont essentielles. Des pentes abruptes ou des zones de convergence peuvent augmenter les risques d'instabilité.

Présence d'Eau Souterraine :

L'eau souterraine, qui s'infiltrant dans les matériaux, exerce des sous-pressions. Cela peut affaiblir les versants et favoriser les glissements de terrain.

Stabilité Naturelle du Site :

La combinaison de ces facteurs peut jouer en faveur de la stabilité naturelle du site. Par exemple, des formations rocheuses solides ou une topographie favorable peuvent réduire les risques.

II.1.6.4 Matériaux d'étanchéité :

Pour les barrages en terre, il est nécessaire d'utiliser un sol qui limite le passage de l'eau, mais pas au point où des pressions différentielles indésirables pourraient se développer à travers et à l'intérieur de l'ouvrage. L'imperméabilité du sol utilisé variera selon les localités, mais une certaine valeur de l'étanchéité peut être obtenue en modifiant le degré de compactage. Un matériau plus perméable nécessitera un compactage plus important, et inversement. En général, les sols contenant un pourcentage significatif d'argile sont idéaux pour le noyau, mais les argiles ayant tendance à se fissurer doivent être évitées.

S'il y a le moindre doute quant à la pertinence d'un sol, il est plus prudent de l'éviter. Certains matériaux ne doivent jamais être utilisés dans la construction de barrages (Manual on small earth dams), notamment les suivants :

- Les matières organiques (sauf lorsqu'elles sont utilisées pour recouvrir l'ouvrage et d'autres parties du site du barrage à la fin de la période de construction).
- Les matériaux en décomposition.
- Les matériaux contenant une forte proportion de mica, qui crée des surfaces de glissement dans les sols à faible teneur.
- Les sols calcitiques.
- Les schistes bien que souvent de texture graveleuse, ont tendance à se désagréger lorsqu'ils sont mouillés. Les schistes peuvent également contenir une forte proportion de mica.
- Les argiles fissurantes qui se fracturent lorsqu'elles sont sèches et peuvent ne pas se sceller à temps lorsqu'elles sont mouillées, ce qui peut entraîner des risques de déversement à travers elles.
- Les sols sodiques, qui sont des argiles fines contenant une forte proportion de sodium. Ils sont difficiles à identifier sur le terrain.

II.2 Caractéristiques Géotechniques des Sols :

II.2.1 Echelle de la zone d'implantation :

La connaissance exacte sur lesquels le barrage sera construit est absolument indispensable pour cela on doit apporter le plus de soins possibles à l'étude de fondation car elle a une influence sur le choix du type et de profil du barrage à adopter et de prévoir les dispositifs spéciaux appropriés.

Le but de l'étude géotechnique de la fondation consiste à ;

Du point de vue mécanique

- S'assurer que : les contraintes dues au poids du barrage et aux poussées hydrauliques ne dépassant pas la résistance au cisaillement des terrain de fondation.
- Prévoir les tassements des fondation meubles sous la charge du barrage.
- Choisir le rythme de construction pour que les pressions interstitielles ne dépassant pas les limites admissibles dans le cas des fondation mal drainés.

Du point de vue hydraulique elle permettra de :

- Détermination de la perméabilité des couches des fondations
- Prévoir les mesures à envisager pour assurer une étanchéité suffisante des fondations dans la partie amont de l'ouvrage et leur drainage dans la partie aval.

II.2.2 Echelle de la zone d'emprunt :

La définition des zones d'emprunt construire un élément essentiel du projet, d'où dépendront les caractéristiques de l'ouvrage.

L'un des critères importants du choix du site est la proximité des matériaux convenable en qualité et quantité qui augmente le cout de l'ouvrage considérablement a le cout de transport.

Le but de l'étude géotechnique à l'échelle de la zone d'emprunt :

- Déterminer le matériau apte à la zone de construction parmi les nombreux échantillons prélever.
- Etudier les propriété physique et mécanique des matériaux disponible.

II.2.3 Travaux de reconnaissance :

II.2.3.1 Prospection géotechnique de terrain :

Le programme de reconnaissance été réalisées par le Bureau d'études S.E.T de Sétif, consiste en l'exécution des sondages carottés de 10 m de profondeur au niveau de la zone d'emprise de la digue et prélèvement des échantillons intacte, afin de déterminer la structure géo- mécanique du sous-sol de fondation à différente niveaux, ainsi le creusement des tranches (puits) dans la zone d'emprunt suivi de prélèvement de sol remanier pour l'évaluation qualitative et quantitative des matériaux nécessaire pour la construction de la retenue collinaire.

Chapitre II : Etude géologique et investigation géotechnique

03 sondages carottés de 10 m de profondeur pour chacun

04 fouilles (puits) au niveau de la zone d'emprunt (K1 à K4)

Ces travaux pour le but d'évaluer la qualité et la quantité des matériaux argileux de la construction de la digue, ainsi connaître les formations géologiques, les analyses chimiques et caractéristiques géotechniques des différents niveaux du terrain qui servira d'assise de la digue.

II.2.3.2 Prospection géotechnique au laboratoire :

Les essais de laboratoire ont été réalisés conformément aux normes et modes opératoires en vigueur et conformément au programme établi et remis par le SETS (Sétif)

L'ensemble des informations sur les essais réalisés sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Les essais de laboratoire établi par le SETS (Sétif)

Type d'essais	Designation de l'essai
Essais physiques D'identification Et de classification	Teneur en eau naturelle
	Analyse granulométrique par tamisage à sec
	Analyse granulométrique par sédimentrie
	Limite d'Atterberg
	La masse volumique humide
	La masse volumique sèche
	Degré de saturation S_r %
Essais mécaniques	Essai Proctor normal
	Essai de cisaillement rectiligne à la boite de type U.U
	Essai œdométrique
	Essai de perméabilité
Analyses chimiques Sommaires	Teneur en insolubles
	Teneur en carbonates $CaCO_3$
	Teneur en gypses $CaSO_4 \cdot 2H_2O$
	Teneur en sulfate SO_4^{2-}

II.2.3.3 Modes opératoires des essais

Les essais physiques d'identification et de classification ont été réalisés selon les normes AFNOR.

Les essais de cisaillement de type U.U (Unconsolidated Undrained) : sont réalisés pour déterminer les paramètres de résistance au cisaillement des sols, particulièrement dans les conditions où le sol ne subit ni consolidation ni drainage pendant l'essai. Ces essais sont essentiels pour évaluer la stabilité des sols sous des conditions de charge rapides, telles que les glissements de terrain ou les effondrements sous des structures. (Réalisés à la boîte de casagrande de dimensions intérieurs 60x60 mm à vitesse constante de 1.0mm/min.).

L'essai Proctor a pour but de déterminer la relation entre la teneur en eau et la densité sèche d'un sol lorsqu'il est compacté selon des procédures normalisées. L'objectif est de trouver la teneur en eau optimale qui permet d'obtenir la densité sèche maximale.

Pour connaître les paramètres de compactage du matériau de remblai de la digue (les essais sont réalisés sur la portion de particules de diamètre inférieur à 4mm).

L'objectif principal de l'essai de compressibilité à l'œdomètre est de déterminer le comportement du sol sous une charge appliquée de manière continue ou par paliers Pour calculer les tassements (sol de fondation de la digue et corps de remblai). Les propriétés principales obtenues incluent :

- **Coefficient de compressibilité C_c** : représente la compressibilité du sol.
- **Le coefficient de gonflement**
- **Contrainte de pré consolidation** : permet de déterminer la charge maximale qu'un sol a subie dans le passé.

Des tests d'infiltration préliminaires peuvent être réalisés pour obtenir une indication de la perméabilité du sol. Elle est mesurée par l'essai de perméabilité sous une charge de 2 bars.

Les analyses chimiques effectuées sur les sols de fondation de la digue et le remblai sont : les teneurs en : insolubles, carbonates (CaCO_3), gypses ($\text{CaSO}_4, 2\text{H}_2\text{O}$), sulfate (SO_4^{2-}).

II.2.3.4 Résultats et commentaires des essais réalisés

Sondages carottés (axe de la digue) :

Les coupes ci-après illustrent la lithologie des différentes couches de sol rencontrées et leur niveau de séparation, du moins jusqu'à la profondeur d'investigation.

Sondage carottés SC1 :

-0.00 – 3.50 m : remblais sous forme de galets

-3.50 – 10.00 m : argile limoneuse à limon argileux beige à brun compacte

Sondage carottés SC2 :

-0.00 – 1.20 m : terre arable

-1.20 – 10.00 m : limon argileux brun compacte, devenant rouge en profondeur.

Chapitre II : Etude géologique et investigation géotechnique

Sondage carottés SC3 :

-0.00 – 1.00 m : terre arable

-1.00 – 1.50 m : limon argileux encrouté

-1.50 – 5.00 m : alluvions moyennes à grossières

-5.00 – 10.00 m : limon argileux beige à brun compacte

Les coupes lithologiques ci-dessus font ressortir un terrain tout à fait homogène, il est constitué d'une couche épaisse de limon argileux beige à brun compacte en profondeur sous tout l'axe de la digue, surmonté sur la rive droite par une couche d'alluvions moyennes à grossières puis une couche de limon argileux encrouté et sur la rive gauche des remblais sous forme de galets, en surface une couche d'arable.

Les Caractéristiques géotechniques de la fondation de la digue (Limon argileux) sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Caractéristiques géotechniques de la fondation de la digue (Limon argileux).

Essais	Paramètre	Résultat	
Essais physique	Poids volumique humide γ_h (t/m ³)	2.05 – 2.16	
	Poids volumique sèche γ_d (t/m ³)	1.69 – 1.88	
	Limite de liquidité (WL) %	53 – 77 %	
	Indice de plasticité (IP) %	29 – 43 %	
	Degré de saturation (Sr) %	83 – 98 %	
	Teneur en eau naturel (Wn) %	14 – 21 %	
	Granulométrie	2 mm	99 – 100 %
80 μ m		97 – 100 %	
60 μ m		80 – 90 %	
2 μ m		21 – 32 %	
Essais mécanique	Essais de cisaillement	Cohesion Cu KN/m ²	59.2 – 67.8
		Angle de frottement (ϕ_u)	1° – 14°
	Essais odométrique	Pression de consolidation (bars)	2.08 – 2.79
		Coefficient de compressibilité Cc %	0.13 – 0.21 %
		Coefficient de gonflement Cs %	0.02 – 0.06 %
	Perméabilité K (m/s)	1.3×10^{-8} - 2.2×10^{-10}	
Analyse chimique	Teneur en insolubles %	40.15 – 47.72	
	Teneur en carbonates CaCo ₃ %	40.15 – 51.51	
	Teneur en gypses	Néant	
	Teneur en sulfate So ₄ ⁻	Néant	

Selon les résultats indiqués, les échantillons analysés ont montré :

- Un sol humide et très dense, sub-saturé avec une consistance dure, moyennement à assez compressible, à caractère gonflant à l'exception la couche première du SC1 (6.20-6.70) qui est peu gonflant.
- Le sol est plastique, peu perméable à pratiquement imperméable.
- Les paramètres de cisaillement traduisent un sol de bonnes caractéristique mécanique (sol cohérent et frottant).
- Les analyses chimiques indiquent un sol faiblement carbonaté et non agressif.

Zone d'emprunt :

Les formations lithologiques rencontrées au niveau des différentes fouilles (puits de reconnaissance) sont comme suit :

Puits P1 :

0.00 – 1.00 m : Terre végétale

1.00 – 4.00 m : argile marneuse renfermant des blocs rocheux

Puits P2 :

0.00 – 0.40 m : Terre végétale

0.40 – 0.90 m : limon argileux encrouté

0.90 – 4.00 m : argile marneuse encrouté

Puits P3 :

0.00 – 0.40 m : Terre végétale

0.40 – 4.00 m : argile marneuse encrouté

Puits P4 :

0.00 – 0.40 m : Terre végétale

0.40 – 4.00 m : argile marneuse encrouté

Les fouilles de reconnaissance réalisée au cours de cette étude indiquent que le site d'emprunt est marqué en surface par la présence d'une couverture végétale de 0,4 à 1 m d'épaisseur celle-ci recouvre des formations limon- argileux et des argiles marneuses de 3m d'épaisseur.

Chapitre II : Etude géologique et investigation géotechnique

Les caractéristiques géotechniques pour ces matériaux sont les suivantes :

Tableau II.3 : Caractéristiques géotechniques de la zone d'emprunt.

Essais	Paramètre	Résultat
Essais physique	Poids volumique humide γ_h t/m ³	1.98 – 2.06
	Poids volumique sèche γ_d t/m ³	1.64 – 1.72
	Limite de liquidité (WL) %	52 – 56 %
	Indice de plasticité (IP) %	24 – 29 %
	Degré de saturation (Sr) %	92 – 93 %
	Teneur en eau naturel (W _n) %	14 – 18 %
	Granulométrie	2 mm
80 μ m		97 – 98 %
60 μ m		85 – 88 %
2 μ m		25 – 27 %
Essais mécanique	Cohésion Cu KN/m ²	17.1 – 49.2
	Angle de frottement ϕ_U	3° – 6°
	Densité sèche optimal (γ_d) opt t/m ³	1.63 – 1.67
	Teneur en eau optimal (W _{opt}) %	18 – 19
	Perméabilité K m/s	1.2 x10 ⁻⁸ - 2.2 x10 ⁻¹⁰
Analyse chimique	Teneur en insolubles %	39 – 41
	Teneur en carbonates CaCO ₃ %	49 – 53
	Teneur en gypses CaSO ₄ , 2H ₂ O %	Néant
	Teneur en sulfate SO ₄ ⁻	Néant

Selon les résultats de laboratoire, ces sols appartiennent selon la classification U.S.C.S aux groupes OH et CH (Argile limoneuse graveleuse et/ou sableuse), ces sols sont peu perméables à pratiquement imperméable et présentent une moyenne résistance au cisaillement avec un angle de frottement varies entre 3° et 6°. Les analyses chimiques indiquent un sol non agressif.

II.2.3.5 Matériaux pour filtres, transitions et drains

Les matériaux destinés pour filtres ont pour but de protéger le matériau étanche du remblai contre l'entraînement des particules.

Les filtres sont réalisés en interposant une ou plusieurs couches de granulométrie intermédiaire. Pour les ouvrages courants.

Selon les règles de TERZAGUI pour les filtres ;

$$D_{15}(\text{filtre}) < 5 D_{85}(\text{sol à protéger})$$

$$4 < \frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{sol à protéger})} < 20$$

$$D_{50}(\text{filtre}) < 25 D_{50}(\text{sol à protéger})$$

Et connaissant la courbe granulométrique du sol à protéger avec ces règles, on peut définir un fuseau dans lequel doit s'inscrire la granulométrie du filtre.

II.2.3.6 Matériaux d'enrochement (Rip-Rap)

Vu la non disponibilité de la roche destiné pour l'enrochement, la protection du talus amont contre les vagues doit être approvisionné au près des carrières de granulat.

Les enrochements doivent avoir la particularité d'être homogènes, sans fissures et résistants, permettant un déversement en vrac et une manipulation avec des engins mécaniques sans qu'ils ne se cassent ni se décomposent.

II.2.3.7 Vérification de l'état de consolidation de la fondation

La théorie de consolidation permet d'évaluer l'amplitude des tassements de l'ouvrage ainsi que leur évolution dans le temps. C'est l'essai œdométrique qui donne des paramètres géotechniques caractérisant l'état d'un sol sous une charge considérée. (B. BENLAOUKLI)

Soit σ'_0 la contrainte effective verticale appliquée à un point d'un sol, et P_c la contrainte de consolidation du sol à ce point. On distingue :

Si $P_c > \sigma'_0$ → on dit que le sol est sur consolidé

Si $P_c = \sigma'_0$ → on dit que le sol est moyennement consolidé

Si $P_c < \sigma'_0$ → on dit que le sol est sous consolidé

$$\sigma'_0 = \Sigma \gamma h \times H \quad (II.1)$$

$$\sigma'_0 = \gamma d (1 + W) \times H \quad (II.2)$$

Avec ;

σ'_0 : contrainte effective verticale

γh : poids volumique humide

H : la Profondeur en mètre.

$$\sigma'_0 = 1.005 < 2.08 \text{ bar}$$

La condition est vérifiée (sol sur consolidé).

Conclusion et recommandation

D'après les résultats des travaux géologiques au niveau du site, ainsi que les observations faites sur le terrain (les sondages carottiers, les puits de reconnaissance), On dénote une quasi-homogénéité géologique de site avec des soles argilo-marneuses et sols alluvionnaires déverses de faibles épaisseur (limons, argiles galets.).

La disposition géomorphologique de la cuvette, combinée à la nature de végétation assure une stabilité naturelle des versants et des abords.

Le nombre des essais de laboratoire est ajusté après la réalisation des sondages et l'ouverture des puits et suite à la description lithologique des sols rencontrés. Les sols sont humides, plastiques, frottant et cohérents, consistant et gonflant, moyennement à assez compressible.

Les échantillons sont peu perméables à imperméable ; les analyses chimiques indiquent que le sol est moyennement carbonaté et non agressif, donc aucun risque n'est à craindre, alors le béton doit respecter ses qualités intrinsèques suivant les règles de l'art.

La zone prospectée destiné pour la réalisation de la digue s'étend sur 35000 m², occupant la surface au côté amont de la retenu, ainsi il est constitué par une couche d'argile marneuse de profondeur moyenne de 3 m, s'il y a un manque ont peu exploité la surface à côté de la zone prospecté.

La fixation de la digue et l'étanchement de la fondation seront assurés par une tranchée d'ancrage, dont la profondeur variera en fonction du sol en place (nature et compacité). De la rive gauche vers la rive droite.

Chapitre III : Etude Hydrologique

Introduction :

L'étude hydrologique est une étape essentielle dans la conception et la planification des ouvrages hydrauliques, notamment des barrages. Elle a pour objectif principal de fournir les données hydrologiques nécessaires pour dimensionner les différentes composantes du barrage, ainsi que pour évaluer les potentialités en eau du bassin versant.

Dans le cas de la retenue de l'oued Bou Kdaha, cette étude vise à optimiser l'exploitation des ressources en eau pour répondre aux besoins de la région.

Notre étude hydrologique se divise en plusieurs sections clés :

Caractéristiques morphométriques et hydrographiques du bassin versant : Cette partie analyse la géométrie du bassin, les pentes, et le réseau hydrographique, afin de comprendre le comportement des eaux de surface.

Étude de la crue de l'oued Bou kdaha : Cette analyse permet de déterminer les débits de crue pour différentes périodes de retour, indispensables pour le dimensionnement de l'évacuateur de crue et pour assurer la sécurité du barrage.

Étude des apports hydrologiques : Elle vise à estimer le volume d'eau capté par la retenue collinaire en fonction des précipitations et de l'apport des affluents, ce qui est important pour déterminer le volume utile du réservoir.

Calcul du débit de laminage : Cette étape est primordiale pour le dimensionnement de l'évacuateur de crue, en garantissant que le barrage peut gérer les débits excédentaires avec le cout minimum possible sans compromettre sa structure.

III.1 Caractéristique du Bassin versant :

Aperçu

En termes d'hydrologie un bassin versant désigne la totalité des surfaces drainé par un système fluvial et par rapport à un lieu donné quel que soit sa taille. L'ensemble de cours d'eau et ses affluents en amont de cette surface coulent dans un cours d'eau principale vers la section la plus basse du cours d'eau dite exutoire. Géométriquement tout bassin versant est défini par rapport à un lieu donné (embouchure ou un point quelconque) par un contour (ligne de partage des eaux) et par une superficie. (Touaibia.2004)

III.1.1 Description de bassin versant (oued Bou Kdaha) :

Le bassin versant de Chaabet Bou Kdaha se situe à environ 40 kilomètres au sud-est de la ville de Constantine et au Nord de la ville de Ain Abid et environ 90 kilomètres de la méditerranée. Il draine une partie méridionale du bassin hydrographique du l'oued Boumerzoug, affluent important de l'oued Rhumel.

La délimitation du bassin versant est faite à partir du logiciel ArcGIS.

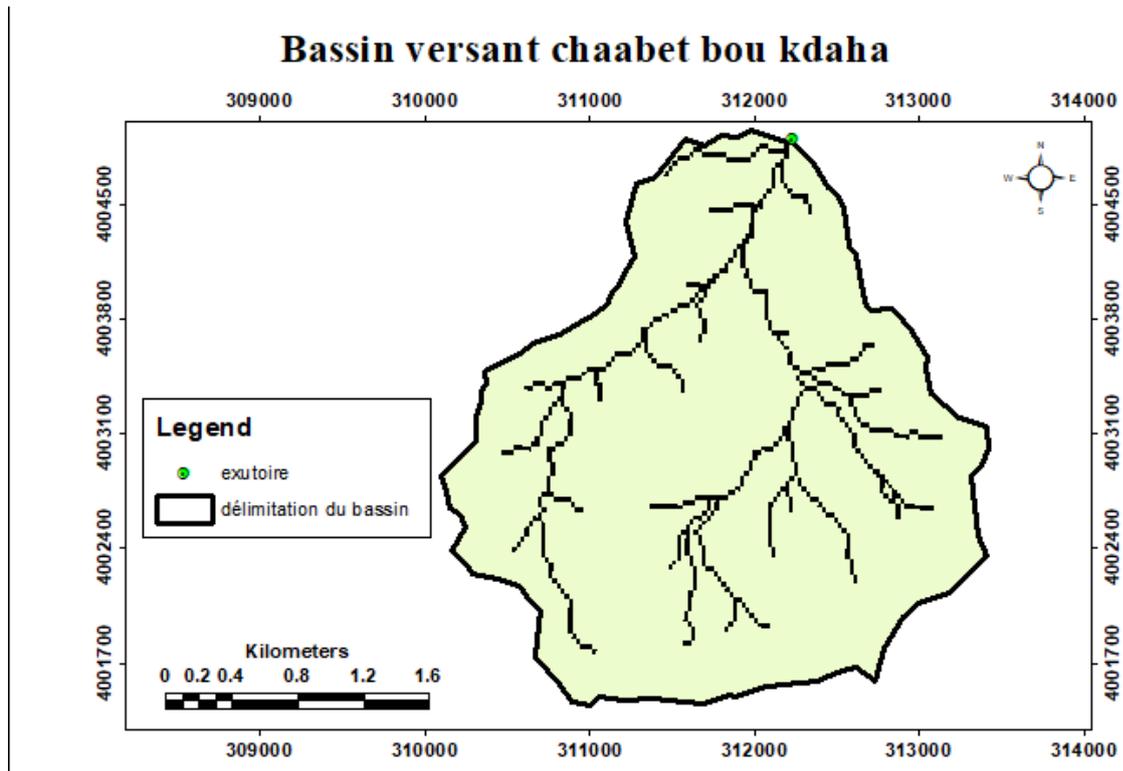


Figure III.1 : Délimitation de bassin versant oued Bou kdaha

III.1.2 Caractéristique morphométrique du bassin versant :

Le bassin versant en un point, ou plus précisément à une section droite d'un cours d'eau, est donc défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section. Tous les écoulements prenant naissance à l'intérieur de cette surface doivent traverser la section droite considérée pour poursuivre leur trajet vers l'aval (Chuzeville, 1990).

La détermination des Caractéristiques morphométriques (physiographique), est nécessaires pour analyser le comportement hydrologique d'un bassin versant.

La surface, périmètre et les caractéristiques morphométrique du bassin versant est obtenue on utilisant le logiciel ArcGIS

Tableau III.1 : les caractéristiques morphométriques du bassin versant

Caractéristique	Unités	Valeur
Surface	Km ²	7.55
Périmètre	Km	11.53
Longueur du talweg principale	Km	4.15
Hauteur maximale	m	1163
Hauteur minimale	m	888

III.1.3 Caractéristique de forme :

III.1.3.1 Indice de compacité (GRAVELIUS)

L'indice de compacité, également connu sous le nom de "coefficient Kc de Gravelius", est la caractéristique de forme la plus couramment utilisée. Il est défini comme le rapport entre le périmètre du bassin versant et celui d'un cercle de surface équivalente.

$$k_c = \frac{P}{P'} = \frac{P}{2\pi R} \quad (III. 1)$$

Avec

$$S = \pi r^2 \quad \text{Et } R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad \text{donc } K_c = \frac{\sqrt{\pi}}{2\pi} \times \frac{P}{\sqrt{S}}$$

P : périmètre du bassin versant [Km].

S : surface du bassin versant [km²].

Kc : indice de compacité.

$$K_c = 0.28 \times \frac{P}{\sqrt{S}} = 1.175$$

L'indice de compacité, traduit la forme du bassin versant. Il indique, un allongement ou un ramassage du bassin. S'il est proche de 1, il aura une forme ramassée, ce qui implique un temps de concentration court. Plus, il est plus grand que 1, plus le bassin aura une forme allongée et le temps de concentration sera plus grand.

Si : $K_c = 1$ → Le bassin est parfaitement circulaire.

Si : $K_c < 1.3$ → Le bassin est ramassé.

Si : $K_c > 1.3$ → Le bassin est allongé.

Selon la valeur de $K_C = 1.175$ on pourra dire que notre bassin est à une forme plutôt ramassée.

III.1.3.2 Indice d'allongement :

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

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

Avec ;

L : longueur du bassin versant [km].

S : surface du bassin versant [km²].

$$Ca = \frac{L^2}{S} = 1.95$$

III.1.3.3 Rectangle équivalent :

Le rectangle équivalent est une transformation géométrique qui consiste à représenter le bassin versant sous la forme d'un rectangle de dimensions L et l, ayant la même surface que ce bassin. La longueur (L) correspond à la longueur du bassin versant, tandis que la largeur (l) représente sa largeur. Elles sont données par les formules suivantes :

$$L_r = \frac{KC \sqrt{S}}{1.128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc}\right)^2} \right) \quad (III.3)$$

$$l_r = \frac{KC \sqrt{S}}{1.128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc}\right)^2} \right) \quad (III.4)$$

L_r et l_r : la longueur la largeur du rectangle [km].

$$L_r = 3.663 \text{ km}$$

$$l_r = 2.061 \text{ km}$$

III.1.4 Paramètre général du relief :

L'influence du relief sur l'écoulement est évidente, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures, etc.). En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement.

Le relief : ensemble des formes saillantes à la surface de la Terre, joue un rôle important dans l'écoulement des eaux. L'altitude, la pente et la morphologie du bassin versant influencent la dynamique hydrologique. Les courbes de niveau et les indices topographiques permettent de caractériser ce relief.

Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivantes :

III.1.4.1 Répartition et courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique est un outil essentiel pour analyser le relief d'un bassin versant. Elle se construit sur un graphique où l'on reporte en ordonnée l'altitude et en abscisse la surface exprimée en %. Cette courbe permet de visualiser la répartition des altitudes à l'intérieur du bassin versant.

La répartition des surfaces partielles et leurs cumule en fonction des altitudes ont été obtenues avec logiciel ArcGIS.

carte hypsométrique du bassin versant chaabet bou kdaha

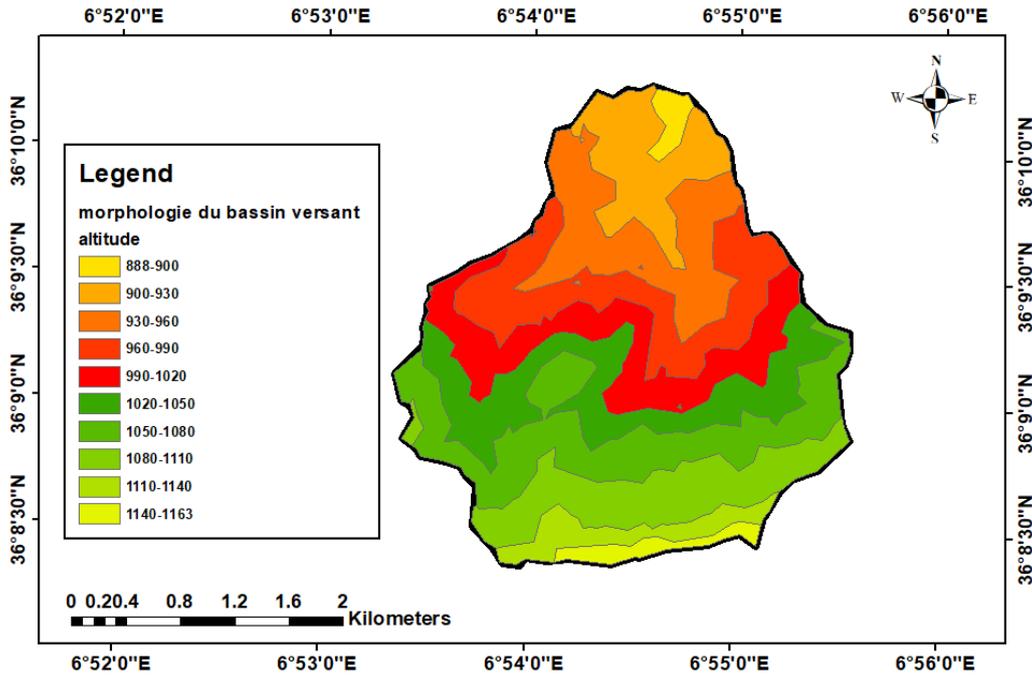


Figure III.2 : Carte hypsométrique du bassin versant Chaabat Bou Kdaha.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivante :

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

Altitude (m)	Surfaces partielles (Km ²)	Surfaces cumulées (Km ²)	Surfaces partielles (%)	Surfaces cumulées (%)	Hi (m)	Hi*Si (m.Km ²)
1140-1163	0.146	0.146	1.941	1.94	1151.5	168.66
1110-1140	0.313	0.459	4.147	6.09	1125.0	352.03
1080-1110	0.924	1.384	12.248	18.34	1095.0	1011.93
1050-1080	1.296	2.679	17.172	35.51	1065.0	1379.88
1020-1050	1.096	3.775	14.524	50.03	1035.0	1134.19
990-1020	0.976	4.751	12.933	62.97	1005.0	980.67
960-990	1.030	5.781	13.655	76.62	975.0	1004.54
930-960	0.970	6.751	12.861	89.48	945.0	916.97
900-930	0.697	7.448	9.236	98.72	915.0	637.60
888-900	0.097	7.545	1.283	100.00	894.0	86.53

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

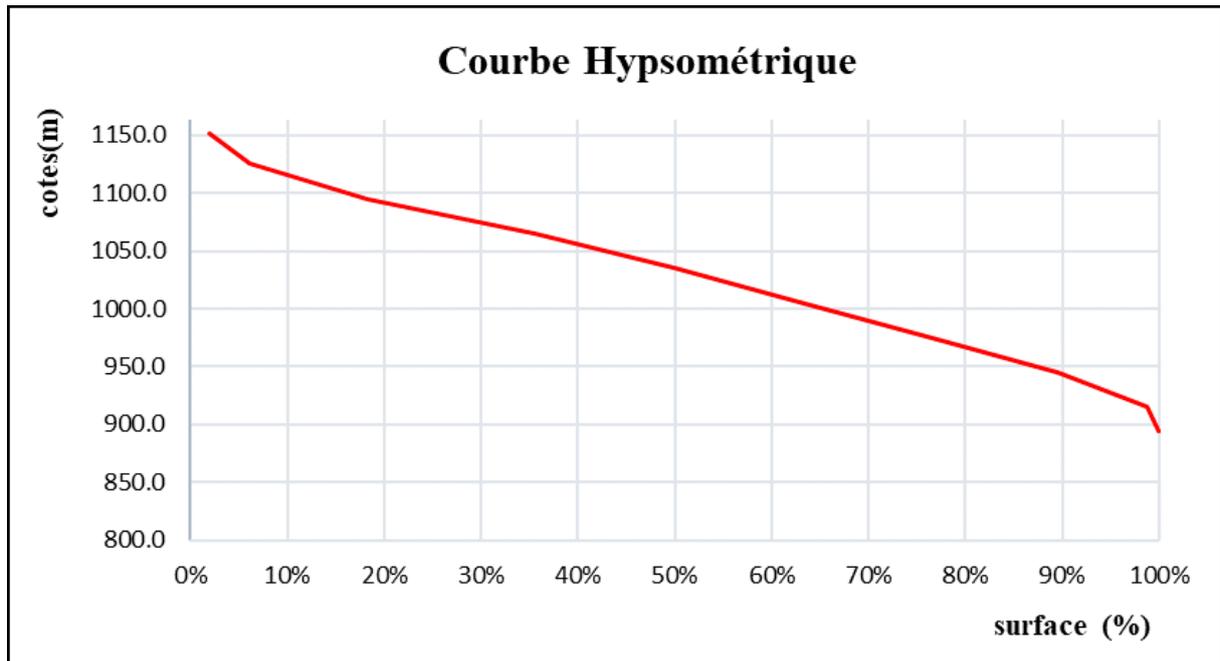


Figure III.3 : courbe hypsométrique du bassin versant oued Bou Kdaha

L'hypsométrie exprime la distribution des altitudes au sein du bassin versant et permet d'identifier les altitudes caractéristiques.

Altitude ($H_{5\%}$ et $H_{95\%}$) : des altitudes correspondantes à la projection 5% et 95% de la surface du bassin.

Altitude médiane $H_{50\%}$: correspondantes à la projection 50% de la surface du bassin.

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

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i \times H_i}{S} \quad (III.5)$$

Avec ;

H_i : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives n-1 et n [m].

S_i : surface partielle entre 2 courbes de niveaux [Km²].

S : surface totale du bassin versant [Km²].

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

Hmin(m)	Hmax(m)	H5%(m)	H95%(m)	H50%(m)	H moy(m)
888	1163	1125	926	1035	1016.3

carte du courbe de niveau BV chaabet bou kdaha

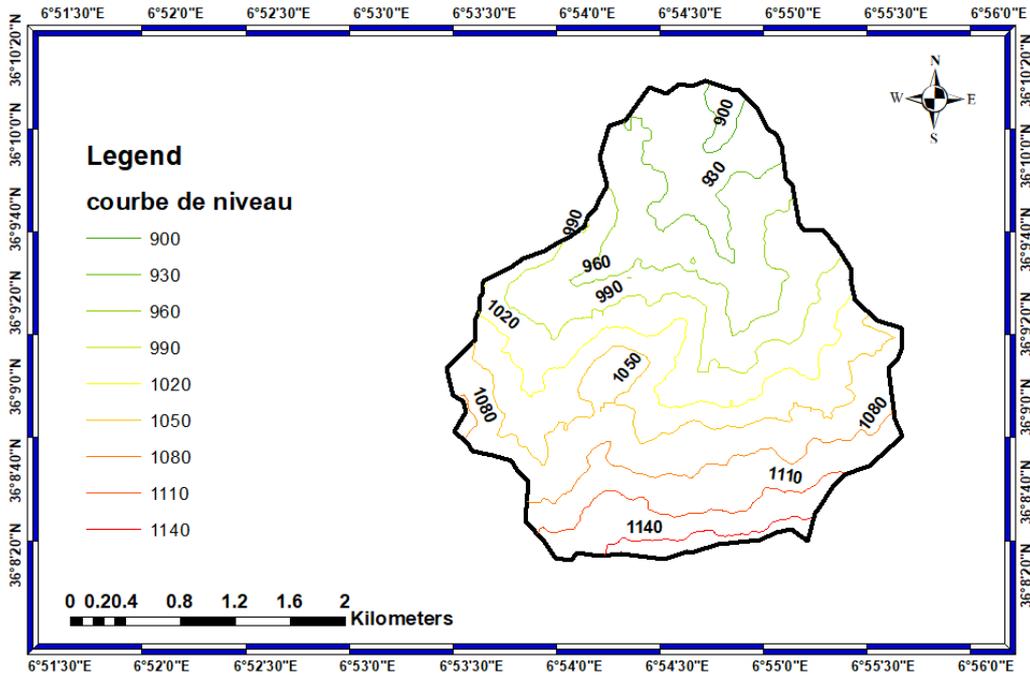


Figure III.4 : Présentation de la carte du courbe de niveaux

III.1.4.2 Les indices de pente :

Ces indices permettent de quantifier l'inclinaison des terrains, influençant directement l'écoulement des eaux de surface, l'érosion et la vitesse à laquelle l'eau atteint le réseau hydrographique.

a) La pente moyenne du bassin :

La pente moyenne est une caractéristique importante dans le ruissellement. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct et donc sur le temps de concentration t_c . Elle influence directement le débit de pointe lors d'une averse. (2fschool)

$$S_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + \dots + 0.5L_n)}{S} \quad (III.6)$$

Avec ;

ΔH : dénivelée entre deux courbes de niveaux successives [m].

L_i : longueur du courbe de niveau [km].

S : surface du bassin versant [Km²].

Tableau III.4 : Résultat de calcul de la pente moyenne du bassin versant.

Courbe	Dénivelée ΔH (m)	Longueur (Li) (Km)	Pente moyenne (Sm) (m/km)
900	30	1.14	133.35
930		3.41	
960		4.32	
990		5.03	
1020		5.37	
1050		7.29	
1080		4	
1110		2.71	
1140		1.68	

AN : $Sm=133.35 \text{ m/km} \longrightarrow Sm = 13.335\%$

Dénivelée utile : La différence entre la côte représentant 5% de la surface du BV et celle représentant 95% du BV. Le calcul donne :

$$Du = H_{5\%} - H_{95\%} = 199$$

Indice de pente global I_g :

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

$$I_g = \frac{Du}{Lr} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{Lr} \quad (III.7)$$

Avec ;

D : dénivelé entre H5% et H95% (altitude correspondante au 5% et 95%).

Lr : longueur du rectangle équivalent [km].

$$\left. \begin{array}{l} H_{5\%} = 1125 \text{ m} \\ H_{95\%} = 926 \text{ m} \\ Lr = 3.663 \text{ km} \end{array} \right\} \text{ AN : } I_g = 0.054$$

Tableau III.5: Classification d'ORSTOM.

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

Chapitre III : Etude Hydrologique

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

Indice de pente de roche :

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

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

$$I_{pr} = \frac{1}{\sqrt{Lr}} \times \sum si \times Di \quad (III.8)$$

Avec ;

Di : dénivelée (distance entre deux courbes de niveaux).

Lr : longueur du rectangle équivalent [km].

Si : pourcentage de la superficie entre les courbes de niveaux [%].

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau III.6 :

Tableau III.6 : Résultat de calcul d'Indice de pente de roche.

Altitude (m)	Surface partielle		Dénivelée	$\sqrt{Si(\%) \times Di}$
	Si (km ²)	Si (%)	Di	
888-900	0.097	1.29	12	3.93
900-930	0.697	9.24	30	16.65
930-960	0.970	12.86	30	19.64
960-990	1.030	13.65	30	20.24
990-1020	0.976	12.94	30	19.70
1020-1050	1.096	14.53	30	20.88
1050-1080	1.296	17.18	30	22.70
1080-1110	0.924	12.25	30	19.17
1110-1140	0.313	4.15	30	11.16
1140-1163	0.146	1.94	23	6.67
Somme	7.55	100		160.72

Donc

$$I_{pr} = \frac{1}{\sqrt{3.633}} \times 160.72$$

$$I_{pr} = 8.4\%$$

Pente moyenne du cours d'eau principale :

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer, entièrement ou en partie dans le sol.

Elle est exprimée par la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau.

$$I_{cp} = \frac{D}{L_{cp}} \quad (III.9)$$

Avec ;

D : différence d'altitude entre deux points extrêmes [m].

L_{cp} : la longueur du cours d'eau principale [km].

$$AN : I_{cp} = \frac{1110-888}{4.15} = 5.35\%$$

III.1.5 Caractéristiques du réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique (ou réseau de drainage) se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement.

La description d'un réseau hydrographique nécessite la détermination de plusieurs paramètres.

III.1.5.1 Ordre du cours d'eau (Hiérarchisation du réseau) :

Le réseau de drainage se compose d'un cours d'eau principal et d'une série de tributaires alimentant le cours d'eau principal. Ce sont les affluents secondaires, tertiaires...

L'ordre d'un cours d'eau est une classification qui reflète la ramification du réseau. Il existe plusieurs types de classifications des tronçons pour les cours d'eau, dont la classification de Strehler (1957) qui est la plus utilisée. Elle se base sur les règles suivantes :

- Tout cours d'eau dépourvu d'affluent est d'ordre 1
- Au confluent de deux cours d'eau de même ordre n, le cours d'eau résultant est d'ordre n + 1
- Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau d'ordre différent prend l'ordre du plus élevé des deux.
- L'ordre le plus élevé de ses cours d'eau correspond au cours d'eau principal qui se trouve à l'exutoire du bassin.

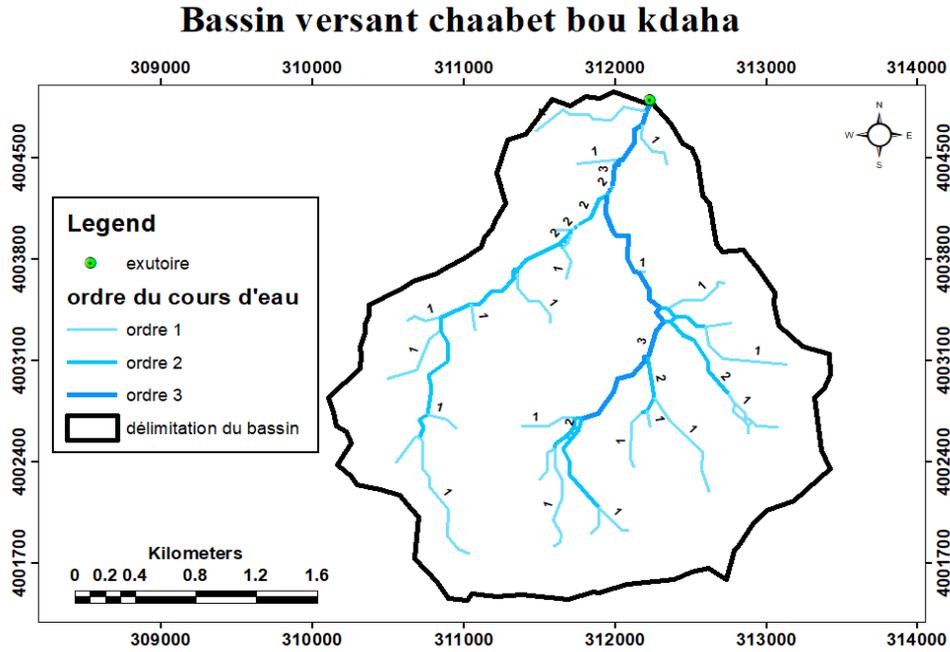


Figure III.5 : Ordre du cours d'eau

III.1.5.2 Densité de drainage :

La densité de drainage est un paramètre géomorphologique qui mesure la densité du réseau hydrographique d'un bassin versant, En d'autres termes, elle quantifie la quantité de cours d'eau par unité de surface

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

$$Dd = \frac{\sum Li}{S} \tag{III. 10}$$

Avec ;

Dd : Densité de drainage en [km/km²]

Li : Longueur totale de tous les cours d'eau d'ordre i [km]

S : Surface du bassin versant [km²].

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

Ordre du cours d'eau	Longueur [km]
Ordre 1	10.37
Ordre 2	5.17
Ordre 3	2.75
$\sum L = 18.29$	

AN :

$$Dd = \frac{18.29}{7.55} = 2.42 \text{ km/km}^2$$

III.1.5.3 Temps de concentration T_c :

Il représente le temps nécessaire à une goutte d'eau de pluie pour parcourir la distance depuis le point le plus éloigné du bassin jusqu'à l'exutoire. Ce temps de concentration peut être déterminé par plusieurs méthodes :

Formule de GIANDOTTI :

$$T_c = \frac{1.5Lt + 4\sqrt{S}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (III.11)$$

Avec ;

L_{cp} : longueur du talweg principale [km].

S : Surface du bassin versant [km^2].

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant [m].

H_{min} : Altitude minimale du bassin versant [m].

Formule de VENTURA :

$$T_c = 0.1275 \times \sqrt{\frac{S}{I}} \quad (III.12)$$

Avec ;

S : La surface totale du bassin versant [km^2].

I : La pente du bassin versant [m/m].

Formule de TURAZZA :

$$T_c = \frac{0.108\sqrt[3]{S \times L_{cp}}}{I_{cp}} \quad (III.13)$$

Avec ;

T_c : temps de concentration [h].

S : Surface du bassin versant [km^2].

I_{cp} : Pente moyenne du cours d'eau principale [m/m].

Formule de (SOGREAH1986/1989)

Formule recommandée pour les petits bassins versant dans l'Algérie, elle prend en considération la superficie du bassin versant ainsi que la longueur et la pente du cours d'eau.

$$T_c = 3 \times \left(\frac{S \times L_{cp}}{(10 \times Ibv)^{\frac{3}{2}}} \right) \quad (III.14)$$

Avec ;

S : surface du bassin versant [km²].

L_{cp} : longueur du cours d'eau principale [km].

I_{cp} : la pente moyenne du cours d'eau principal en [%].

Formule de SOKOLOVSKY :

$$T_c = 4 \times \left(\frac{S \times L_{cp}^{0.333}}{\sqrt{Ibv}} \right)^{0.75} \quad (III.15)$$

Avec ;

T_c : temps de concentration [h].

S : la surface du bassin versant en [km²].

I : la pente du bassin versant [m/km].

L_{cp} : la longueur du cours d'eau principale en [km].

Les résultats de calculs du temps de concentration sont présentés dans le tableau III.8

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

Formule utilisé	Temps de concentration (heures)
Formule de GIANDOTTI	1.89
Formule de VENTURA	1.36
Formule de SOKOLOVSKY	5.39
Formule de TURAZZA	1.47
Formule de SOGREAH	2.62

Les formules utilisées pour déterminer le temps de concentration dans le Nord algérien ont généré des résultats différents. Lorsque nous avons éliminé les valeurs extrêmes (formule de SOKOLOVSKY) et conservé les valeurs centrales, nous avons constaté que la valeur T_c = 1.89 heures correspondante à la formule de GIANDOTTI est la plus proche de la moyenne des valeurs retenues.

III.1.5.4 Vitesse de ruissellement :

Elle se réfère à la rapidité à laquelle l'eau s'écoule à la surface du sol suivant la pente du terrain en réponse à une précipitation.

La vitesse de ruissellement se calcule par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} \quad (III.16)$$

Chapitre III : Etude Hydrologique

Avec ;

Lcp : Longueur du cours d'eau principale [km].

Tc : Temps de concentration [h].

$$AN : V_r = \frac{4.15}{1.89} = 2.19 \text{ km/h}$$

Tableau III.9 : Tableau récapitulatif des caractéristiques du bassin versant Bou kadaha.

Désignation		Symbole	Unité	Valeur
Périmètre		P	Km	11.53
Surface		S	Km ²	7.55
Longueur Cours d'eau principale		L	Km	4.15
Indice de compacité		K _c	-	1.175
Coefficient d'allongement		C _a	-	1.95
Rectangle Équivalent	Longueur	L _r	Km	3.663
	Largeur	l _r	Km	2.061
Altitude	Minimale	H _{min}	m	888
	Maximale	H _{max}	m	1163
	Moyenne	H _{moy}	m	1016.3
	Médiane	H _{50%}	m	1035
Pente Moyenne du BV		S _m	%	13.335
Dénivelée utile		D _u	m	199
Indice de pente globale		I _g	%	5.4
Indice de pente de roche		I _p	%	8.4
Pente moyenne du cours d'eau		I _{pm}	%	5.35
Densité de drainage		D _d	Km/km ²	2.42
Temps de concentration		T _c	h	1.89
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	2.19

III.2 Etude des précipitations :

III.2.1 Pluies annuelles et mensuelles :

Les précipitations moyennes interannuelles sont un élément climatique essentiel pour toute localité. Elles sont exprimées en termes de lame de pluie, mesurée en millimètres (mm). Sur une surface d'un hectare (1 ha), chaque millimètre de pluie correspond à 10 mètres cubes d'eau.

Dans le cadre de cette étude la station de Ain El Bey, la plus proche et la carte pluviométrique de l'ANRH seront prises en compte pour caractériser les pluies à l'échelle du bassin versant de Chaabet Bou-Kadaha. (1984/2018). Les données sont présentées dans l'**Annex A**

Tableau III.10 : Répartition mensuelles du pluie moyenne (1984/2018).

Mois	sep	oct	nov	dec	jan	feb	mar	apr	may	jun	jul	aug	total
P(mm)	40.52	41.67	54.01	82.91	75.64	56.44	63.91	52.49	42.39	17.51	4.55	10.37	542.41
p(%)	7.47	7.68	9.96	15.29	13.95	10.41	11.78	9.68	7.82	3.23	0.84	1.91	100

D'après le tableau, nous constatons que les précipitations atteignent leur pic au mois de décembre, avec une valeur de 15,29 %. En revanche, la période la plus sèche est en juillet, avec seulement 0,84 % de précipitations.

L'évaluation de la pluie moyenne interannuelle dans le bassin versant du site de l'oued Bou Kdaha est de 542.41mm.

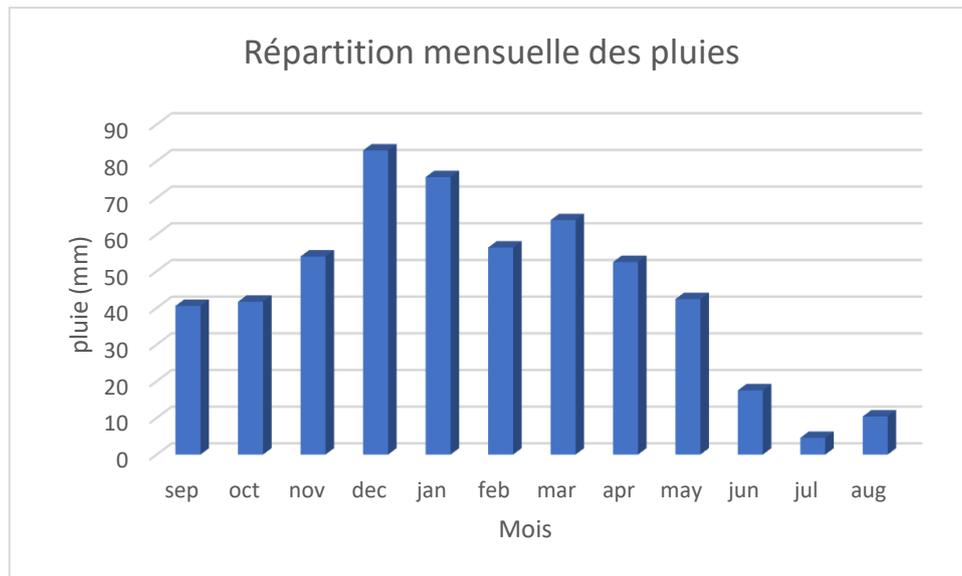


Figure III.6 : Répartition mensuelles des pluies

III.2.2 Pluie maximales journalière :

L'étude des pluies journalières maximales à un intérêt particulier dans la détermination des débits maximums de projet. Dans la perspective de la connaissance de ces pluies, les données de station Ain E Bey sont prises en compte pour constituer un échantillon composite de 52 valeurs de p_{jmax}.

Tableau III.11: Répartition annuelles des pluies maximales journalières

Année	Pjmax (mm)	Année	Pjmax(mm)	Année	Pjmax(mm)
1970	31.4	1988	49.6	2006	35.1
1971	43	1989	37.6	2007	81
1972	46.8	1990	40.5	2008	33.6
1973	41.6	1991	55.6	2009	65.6
1974	24.6	1992	72.3	2010	40.9
1975	31	1993	53.2	2011	38.1
1976	40	1994	63.9	2012	27.9
1977	70.6	1995	37.8	2013	39.1
1978	21.8	1996	29.2	2014	26.9
1979	60.9	1997	39.6	2015	98
1980	35	1998	49.8	2016	35.1
1981	64	1999	36.1	2017	32
1982	31.8	2000	35	2018	54.1
1983	29.9	2001	55.1	2019	39.9
1984	102.5	2002	61.1	2020	18
1985	29.1	2003	36.7	2021	15
1986	49.1	2004	88.8		
1987	28	2005	31		

III.2.3 Ajustement statistique des pluies maximales journalières :

La pluie étant le facteur générateur de crues exceptionnelles, La détermination du débit de point peut recourir à l'analyse statistique des pluies extrêmes.

L'analyse statistique permet de synthétiser l'information hydrologique représentée par des séries de mesure sur plusieurs années en quelques paramètres qui reflètent le phénomène étudié. Elle consiste à la formalisation des données observées par une expression mathématique. Le problème consiste à choisir le modèle probabiliste qui représentera au mieux la série expérimentale-ajustement théorique (Ph. Bois, Ch. Obled et I. Zin).

Dans ce qui suit nous commençons par un ajustement à la série d'observation des précipitations maximales journalière. On cherche le meilleur ajustement pour l'échantillon composite. Plusieurs lois ont été testées. On retiendra particulièrement la loi de Gumbel, et la loi Log Normale.

III.2.3.1 Procédé d'ajustement

Soit une série d'observation, et x_i la valeur de la variable aléatoire pour i observation.

- Classer la série par ordre croissant.
- Effectuer pour chaque observation un numéro de rang (i , allant de 1 à N) et Calculer la fréquence expérimentale.
- Calculer les caractéristiques empiriques de la série de donnée.
- Ajuster graphiquement la loi choisie.
- Calcul des quantiles pour différentes période de retour et son intervalle de confiance.

Chapitre III : Etude Hydrologique

L'ajustement de la série pour les deux lois a été établi par le logiciel HYFRAN, les résultats de la caractéristique de l'échantillon sont résumés dans le tableau suivantes :

Tableau III.12 : Caractéristique de l'échantillon.

Paramètre de l'échantillon	Valeur
Maximum	103
Minimum	15
Moyenne	44.9
Ecart-type	19.3
Médiane	39.4
Coefficient de variation	0.429
Coefficient d'asymétrie	1.23

III.2.3.2 Ajustement à la loi Log Normale (Loi de Galton) :

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

Tableau III.13 : Résultat de l'Ajustement à la loi Log-Normal

Période de retour	Probabilité de fréquence	Pmaxj	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	186	29.7	128 - 245
2000	0.9995	157	22.5	113 - 201
1000	0.999	144	19.6	106 - 183
200	0.995	117	13.8	90.3 - 144
100	0.99	106	11.5	83.4 - 129
50	0.98	95	9.46	76.4 - 114
20	0.95	80.5	6.97	66.8 - 94.2
10	0.9	69.5	5.29	59.1 - 79.9
5	0.8	58.2	3.81	50.7 - 65.6

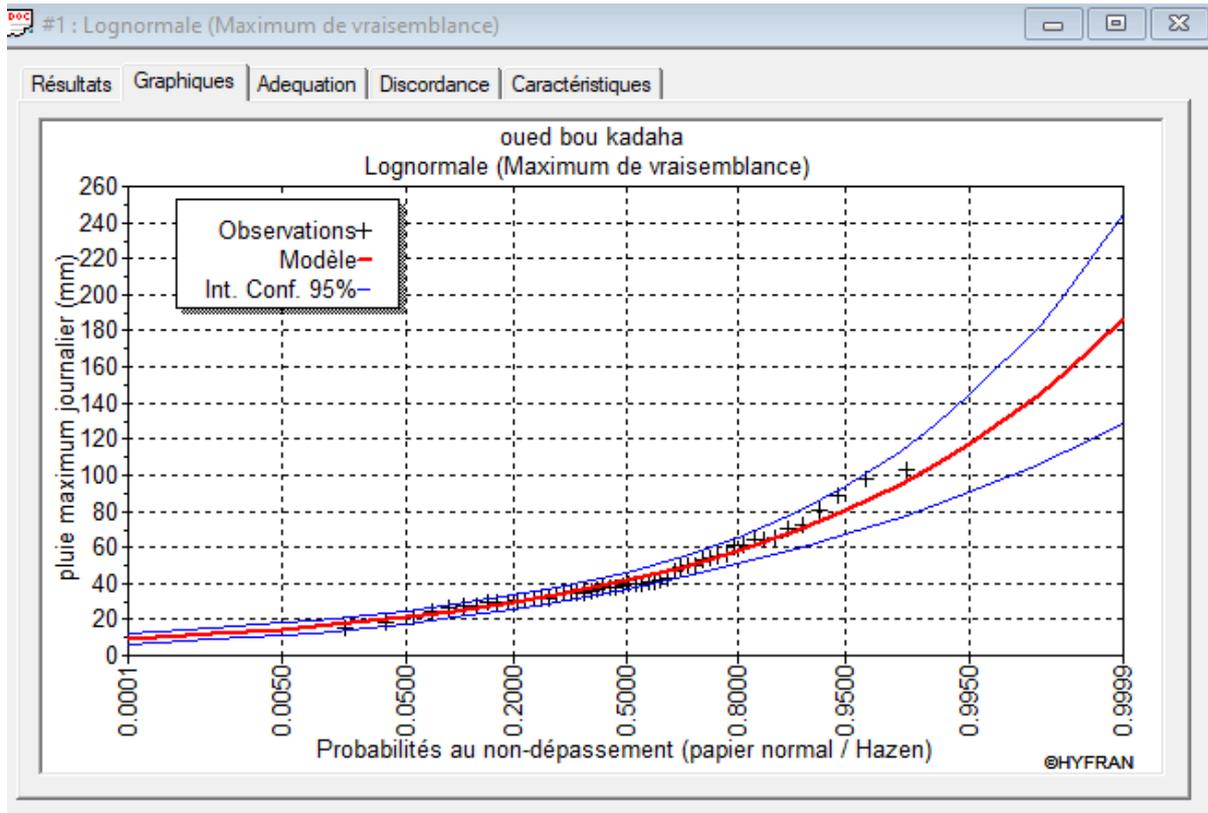


Figure III.7 : Représentation graphique de la loi de GALTON (log-normal)

III.2.3.3 Ajustement de la série à la loi de GUMBEL :

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

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

Période de retour	Probabilité de fréquence	Pmaxj	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	175	20.4	135 - 215
2000	0.9995	150	17	117 - 184
1000	0.999	140	15.5	110 - 170
200	0.995	116	12	92.3 - 139
100	0.99	105	10.5	84.8 - 126
50	0.98	94.9	9	77.2 - 113
20	0.95	80.9	7.05	67.0 - 94.7
10	0.9	70	5.58	59.1 - 81.0
5	0.8	58.8	4.13	50.7 - 66.9

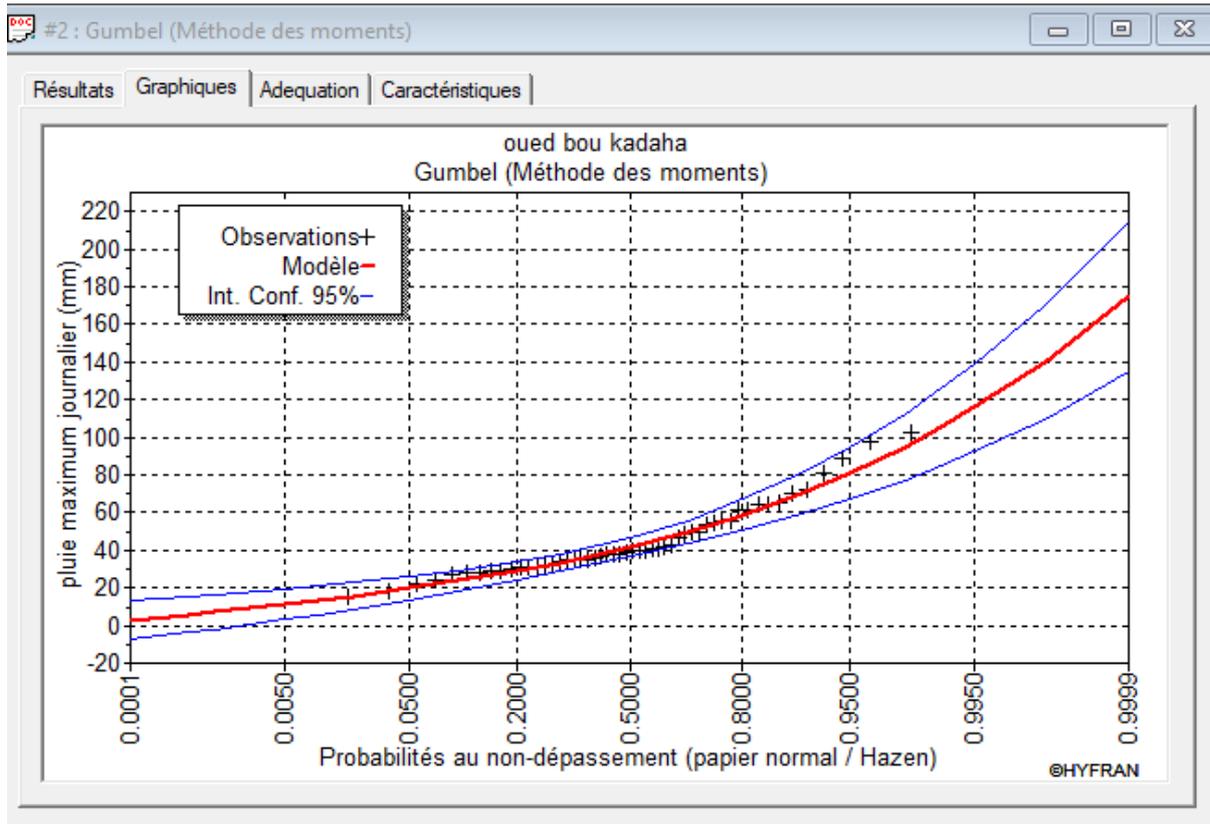


Figure III.8 : Représentation graphique de la loi de GUMBEL

III.2.3.4 Choix de loi d'ajustement le plus adéquate :

Selon la figure III.9

Les résultats d'ajustement des données pluviométriques aux lois théoriques (Log-Normal, Gumbel) montrent un bon ajustement de données. Visuellement, on ne peut pas choisir l'ajustement le plus adéquat c'est pour cela on procède à l'analyse statistique. (Test d'adéquation khi carré).

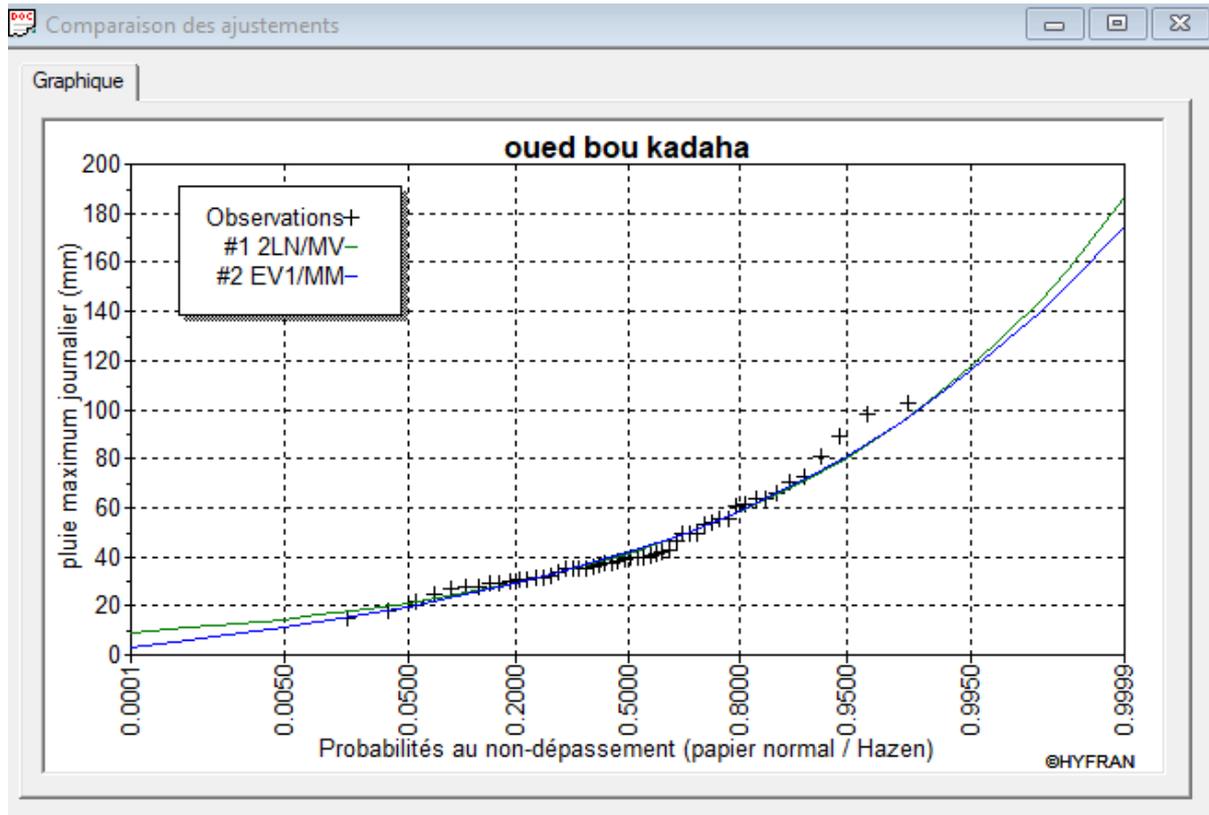


Figure III.9 : Graphe comparatif des résultats d'ajustement par la méthode de Gumbel et Galton.

Test d'adéquation khi carré :

Basé sur la comparaison entre les deux variable $\chi^2_{theorique}$ et $\chi^2_{calculé}$ à un risque de 5% autrement dit à un seuil de signification de 95%.

$\chi^2_{theorique}$ Est tiré de la table de χ^2 en fonction de γ et α .

Tel que ; $\chi^2_{calculé} < \chi^2_{theorique}$

Tableau III.15 : Résultats du test de Khi carré

Loi de distribution	Nombre de classe	Degré de liberté	$\chi^2_{theorique}$	$\chi^2_{calculé}$
Log- Normal	9	6	12.592	5.81
Gumbel	9	6	12.592	6.5

Conclusion ; d'après le résultat du test khi carré, les deux lois s'ajuste avec notre série, on opte par la loi Log-Normal qui correspondant pour le pjmax maximum.

III.2.4 Pluies de courte durée

Sur la base des données des pluies annuelles et journalières maximales empruntées du rapport d'analyse fréquentielle des pluies de l'Algérie et Pour calculer les pluies de courte durée on utilise la formule de K. Body pour une période de 24 heures et des différentes fréquences données. (BODY K.1981).

$$P_c = P_{jmax} \left(\frac{t}{24}\right)^b \quad (III.17)$$

Avec ;

P_c : pluie de courte durée de même fréquence que p_{jmax} [mm]

b : exposant climatique ([$b=0.3$]).

P_{maxj} : pluie maximale journalière [mm].

T : temps en heure

Cette méthode est nécessaire pour établir les relations entre les intensités, la durée et la fréquence qui peuvent être représentées sur une courbe caractéristique (courbe intensité-durée-fréquence).

$$I = \left(\frac{P_{max}}{24}\right) \times \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad (III.18)$$

Avec ;

I : intensité de pluie [mm/h].

Le calcul des intensités et les pluies pour différentes fréquences sont résumés dans le tableau et la figure suivante :

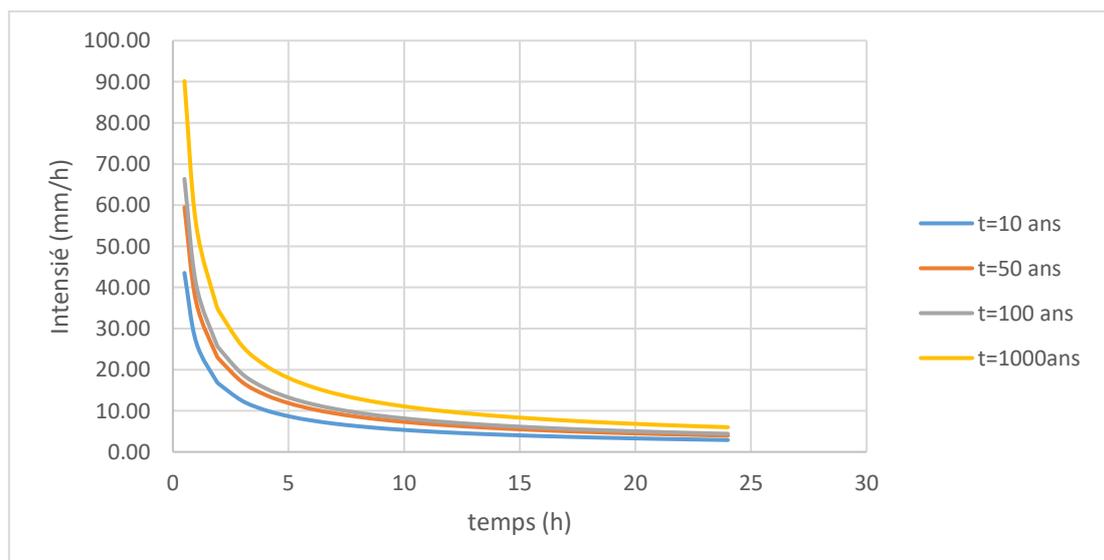


Figure III.10 : courbe intensité durée fréquence

Chapitre III : Etude Hydrologique

Tableau III.16 ; précipitation et intensité pour différente fréquence

Période de retour (ans)	10		50		100		1000	
Fréquence (%)	10		2		1		0.1	
pjmax mm	69.5		95		106		144	
T(h)	pjmax	I mm/h	pjmax	I mm/h	pjmax	imm/h	pjmax	imm/h
0.5	21.76	43.52	29.74	59.48	33.18	66.37	45.08	90.16
1	26.79	26.79	36.62	36.62	40.85	40.85	55.50	55.50
1.89	32.42	17.16	44.32	23.45	49.45	26.16	67.18	35.54
2	32.98	16.49	45.08	22.54	50.30	25.15	68.33	34.16
3	37.24	12.41	50.91	16.97	56.80	18.93	77.17	25.72
4	40.60	10.15	55.50	13.87	61.92	15.48	84.12	21.03
5	43.41	8.68	59.34	11.87	66.21	13.24	89.95	17.99
6	45.85	7.64	62.68	10.45	69.93	11.66	95.00	15.83
7	48.02	6.86	65.64	9.38	73.24	10.46	99.50	14.21
8	49.99	6.25	68.33	8.54	76.24	9.53	103.57	12.95
9	51.78	5.75	70.78	7.86	78.98	8.78	107.29	11.92
10	53.45	5.34	73.06	7.31	81.52	8.15	110.74	11.07
11	55.00	5.00	75.18	6.83	83.88	7.63	113.95	10.36
12	56.45	4.70	77.16	6.43	86.10	7.17	116.96	9.75
13	57.82	4.45	79.04	6.08	88.19	6.78	119.81	9.22
14	59.12	4.22	80.82	5.77	90.17	6.44	122.50	8.75
15	60.36	4.02	82.51	5.50	92.06	6.14	125.06	8.34
16	61.54	3.85	84.12	5.26	93.86	5.87	127.51	7.97
17	62.67	3.69	85.66	5.04	95.58	5.62	129.85	7.64
18	63.75	3.54	87.14	4.84	97.24	5.40	132.09	7.34
19	64.80	3.41	88.57	4.66	98.83	5.20	134.25	7.07
20	65.80	3.29	89.94	4.50	100.36	5.02	136.34	6.82
21	66.77	3.18	91.27	4.35	101.84	4.85	138.35	6.59
22	67.71	3.08	92.55	4.21	103.27	4.69	140.29	6.38
23	68.62	2.98	93.79	4.08	104.66	4.55	142.17	6.18
24	69.50	2.90	95	3.96	106	4.42	144	6

III.3 Etude et choix de crues :

Une crue se définit comme l'augmentation plus ou moins brutale du débit et par conséquent de la hauteur d'un cours d'eau, la connaissance des débits de crue reste un axe de recherche plus important.

Il semble que la prévision et la prédétermination des crues soient imposées pour plusieurs raisons, notamment pour la conception et la protection des aménagements et des ouvrages hydrotechniques. De plus, cela permet de réduire le risque d'endommagement de ces ouvrages, tels que les barrages et les retenues.

III.3.1 Choix de la crue de projet :

Les crues sont sans doute le facteur de risque le plus important pour les barrages, que ce soit pendant leur construction ou leur exploitation. Elles se présente sous forme d'un hydrogramme de crue ou simplement d'un débit de pointe (Michel Poupart,2006).

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer les Plus Hautes Eaux (PHE) et dimensionner l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités de laminage. (Jacques LAVABRE, Cemagref)

Dont l'importance et la probabilité pour choisie la période de retour d'une manière à assurer la sécurité du barrage vis-à-vis d'un risque d'apparition en fonction de la vulnérabilité à l'aval :

- Pertes en vies humaines,
- Considérations économiques,
- Submersibilité, et par l'importance des dégâts dans le cas de rupture du barrage

Pour le choix de cette crue, nous référons aux recommandations du Comité international des Grands Barrages :

Tableau III.17: Crues de projet recommandées

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

Le risque de pertes en vies humaines et de dommages est faible en cas de rupture de la retenue ainsi que pour les dommages matériels, donc la crue de projet est choisie avec une fréquence de 1% pour une période de retour de 100 ans.

III.3.2 Détermination des débits maximums fréquentiels

Le calcul de débit de pointe en Algérie pour les bassins non jaugé reste un problème majeur du aux manques sur la mesure des débits maximum, pour cela, On trouve dans la littérature plusieurs méthodes traitant ce problème, dans cette étude on applique trois approches très importantes qui sont les formules empiriques, la méthode du Gradex et la méthode SCS pour estimer le débit maximum.

III.3.2.1 Les Méthodes empiriques de prédétermination :

Plusieurs formules empiriques existent dans la littérature. En citera les relations suivantes :

Formule de Turazza :

Parmi les formules les plus utilisées faisant intervenir les précipitations, le temps de Concentration et bien adaptée pour les études sur les petits bassins nous citerons spécialement celle de Turazza. Elle s'écrit par la formule suivante ;

$$Q_{max} (F) = \frac{C \times S \times I}{3.6} \quad (III.19)$$

Avec ;

S : Surface du bassin versant [km²].

C : Coefficient de ruissellement [0.6-0.75].

Ic : Intensité des pluies correspondant au temps de concentration.

Tableau III.18 : Débit maximum par la formule de Turazza.

T (ans)	10	50	100	1000
Qmax m3/s	21.59	32.46	38.4	55.9

Formule de Mallet et Gauthier :

Cette formule exprime le débit maximum en fonction des précipitations, d'un coefficient K et la surface du bassin versant.

$$Q(T) = 2 \times K \times \text{Log}(1 + a \times Pa) \frac{\sqrt{S}}{Lc} \sqrt{1 + 4\text{Log}T - \text{Log}S} \quad (III.20)$$

Avec ;

Q : débit maximum [m³/s]

K : constante varie entre [1-3].

a :coefficient régionale

Pa : pluie annuelle [m].

S : surface du bassin versant [km²]

T : période de retour

Tableau III.19 : Débit maximum par la formule de Mallet et Gauthier.

T (ans)	10	50	100	1000
Qmax m3/s	32.31	41.86	45.36	55.42

Formule de Giandotti :

D'après Giandotti, le débit maximal dépend à la fois des caractéristiques morphométriques du bassin versant et du temps de concentration.

$$Q_{max\%} = \frac{170 \times S \times (H_{moy} - H_{min})^{0.5}}{4(S)^{0.5} + 1.5Lc} \times Pc \quad (III.21)$$

Avec ;

$Q_{max\%}$: Débit fréquentiel maximum en m^3/s dont la fréquence est la même que celle de la pluie de courte durée Pc [m].

Lc : longueur de la cour d'eau principale [km].

H_{min} : altitude minimale [m].

H_{moy} : altitude moyenne [m].

Tableau III.20 : débit maximum par la formule de Giandotti.

T (ans)	10	50	100	1000
Q_{max} m ³ /s	27.37	37.43	41.76	56.73

III.3.2.2 Méthode de Gradex :

Cette méthode est due à MM Guillot et Duband de l'EDF Grenoble (1970), qui l'ont conçue pour des bassins relativement imperméables dans lesquels les crues exceptionnelles sont provoquées essentiellement par les pluies.

Elle présente l'intérêt de tenir en compte de l'information "pluie" pour compléter l'information "débit" qui est en général plus courte. Généralement les échantillons de débits sont beaucoup moins étoffés que les échantillons de pluie. Ceci veut dire que si l'on se base uniquement sur l'échantillon de débit on aura du mal à dépasser en extrapolation des durées de retour. Au contraire les échantillons de pluie étant généralement plus longs, il sera plus facile de déterminer avec suffisamment de précision la valeur centennale, millénaire.

Fondements de la méthode :

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

Hypothèse 01 :

Les cumuls pluviométriques sur différentes durées suivent généralement une distribution exponentielle, souvent modélisée par la loi de Gumbel. La pente des courbes de ces distributions, tracée sur un graphique de type "Gumbel", est appelée le Gradex. Pour appliquer cette méthode, il est recommandé d'utiliser une durée au moins égale au temps de concentration du bassin versant étudié. La plupart du temps, les distributions des précipitations sur 24 heures sont préférées,

Hypothèse 02 :

Le déficit d'écoulement atteint une valeur seuil au-delà d'un certain niveau de précipitation, au-delà duquel il ne dépend plus de la pluie ou du débit. Cette hypothèse se manifeste graphiquement par un parallélisme entre la courbe de distribution des pluies et celle des écoulements, pour une période de temps correspondant au point de départ de l'extrapolation, appelé point pivot, généralement situé entre une période de retour de 10 à 50

Hypothèse 03 :

Quel que soit la fréquence ou la durée de retour, le débit de crue maximal peut être déterminé à partir du volume écoulé en appliquant un coefficient d'affinité. Ce coefficient est estimé en se basant sur l'analyse des hydrogrammes de crues observées sur le bassin versant.

Les étapes de la méthode :

- Ajustement de la série des débits à la loi de Gumbel et déterminer le débit décennal.
- Exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule : $R = \frac{Q(\frac{m^3}{s}) * 3.6n}{s}$
- Ajuster par la loi de Gumbel des pluies maximales journalières.
- Calculer le Gradex des précipitations a $[p(mm) = a\mu + b]$.
- Extrapoler la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) par une droite de pente égale au Gradex de la pluie. $Q(u\%) = a\mu + b'$
- Pour T = 10ans $\longrightarrow b' = Q_{10ans} - a[\mu = -\ln(-\ln\frac{1}{1-T})]$.
- Tracer la droite de l'équation sur le même graphe que l'ajustement de Pjmax.
- Calcul du débit de pointe

Application du modèle :

Dans notre cas n'a pas d'enregistrement de crues dans le bassin. Alors on estime par analogie avec la station hydrométrique « EL KHROUB » la plus proche de notre bassin se trouve en aval de la retenue. Elle fournit des données obtenues par l'ANRH Constantine.

Tableau III.21 : ajustement de la série de débit à la loi de gumbel

T (ans)	Fréquence	Qm3/s	écart-type	interval de confiance
10000	0.9999	737	180	385 – 1090
2000	0.9995	623	149	331 – 915
1000	0.999	574	136	307 – 840
200	0.995	459	105	253 – 666
100	0.99	410	92.2	229 – 591
50	0.98	361	79.2	205 – 516
20	0.95	294	62	173 – 416
10	0.9	243	49.1	147 – 340

Chapitre III : Etude Hydrologique

Il est nécessaire au préalable de fixer le débit décennal (pivot de la méthode de gradex). Dans la présente étude il a été retenu comme débit décennal celui déterminé par la transposition (par analogie) à partir de la station ELKHROUB

Tableau III.22 : Débit décennal par analogie

T (ans)	Q m ³ /s	R (mm)
10	6.1	20.36

On a pris la station pluviométrique Ain El bey pour les observations de la série de pluies maximales journalières.

L'ajustement de la série à la loi de GUMBEL donne l'équation de la droite suivante :

$$R(\text{mm}) = 15.03\mu + 36.21$$

L'extrapolation de la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=100 ans) par une droite de pente égale au GRADEX de la pluie nous donne :

$$b' = Q_{10\text{ans}} - a\mu$$

$$b' = 20.36 - 15.03 \times 2.25 = -13.45$$

On trace cette équation sur même graphe que celui de l'ajustement des P_{jmax}, Pour chaque période de retour, les débits sont extraits en millimètres, puis convertis en mètres cubes par seconde (m³/s).

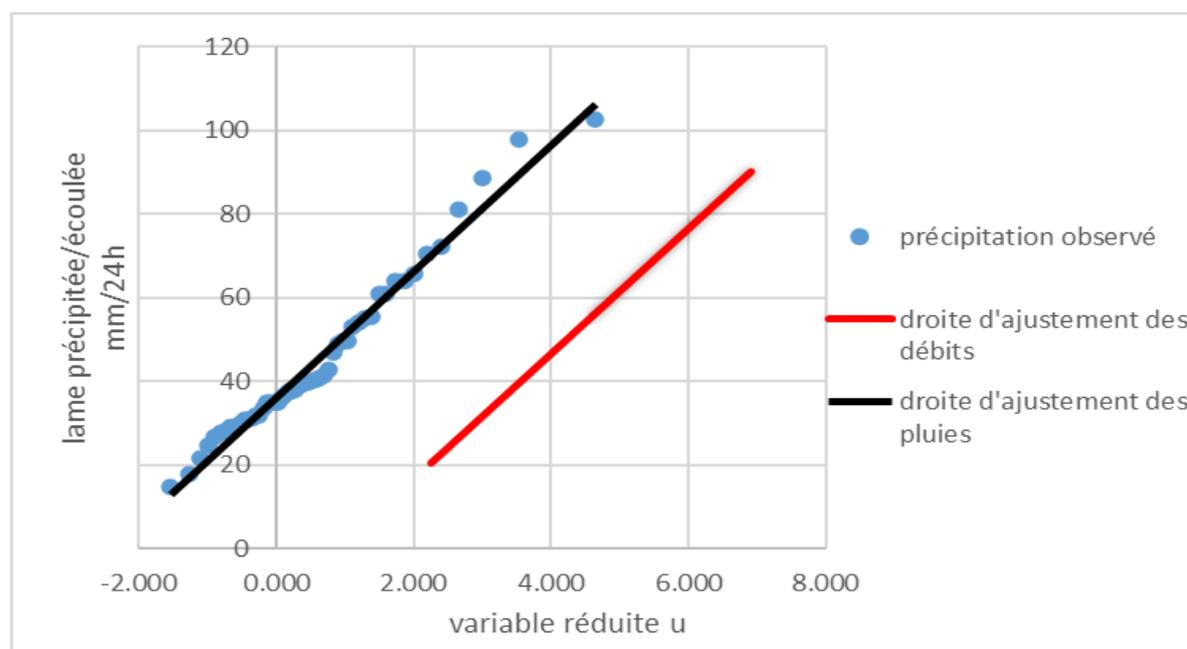


Figure III.11 : Ajustement graphique des pluies et la droite d'extrapolation des débits

Tableau III.23 : débit maximale par le modèle gradex

T (ans)	variable μ	Qmax m ³ /s
10	2.25	9.76
50	3.9	21.664
100	4.6	26.704
1000	6.91	43.36

III.3.2.3 Débit par la Méthode de Soil Conservation service (SCS) :

La méthode du "Curve Number" (CN) du Soil Conservation Service (SCS) est l'une des méthodes plus couramment utilisées pour calculer le volume de ruissellement suite à une tempête de pluie. Elle est très appréciée pour sa simplicité, sa facilité d'application, sa fiabilité et sa capacité à intégrer les principales caractéristiques du bassin versant qui influencent la production de ruissellement, telles que le type de sol, l'utilisation des terres, les conditions hydrologiques et l'humidité antérieure du sol. Initialement conçue pour de petits bassins agricoles, cette méthode a été progressivement étendue à des bassins ruraux, forestiers et urbains. Depuis sa création, elle a été employée dans divers environnements. Ces dernières années, elle a suscité un intérêt considérable dans la littérature hydrologique. Publiée pour la première fois en 1956 dans la Section-4 du National Engineering Handbook of Soil Conservation Service, elle est devenue une référence dans le domaine hydrologique.

Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est similaire à celui de l'hydrogramme unitaire, et peut se résumer comme suit : on considère qu'un épisode pluvieux de durée T produit un ruissellement ayant la même durée. L'hydrogramme élémentaire, généré par la pluie tombée pendant un intervalle de temps D, est représenté sous forme triangulaire avec les limites suivantes : $1/3 T_c < D < 2/3 T_c$, où T_c est le temps de concentration.

Cet hydrogramme est défini par plusieurs caractéristiques clés :

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

Temps de montée (Tp) : calculé par la formule $T_p = D/2 + 0,6 T_c$.

Temps de descente (Td) : donné par $T_d = 1,67 T_p$.

Temps de base (Tb) : déterminé par la somme de T_p et T_d , soit $T_b = T_p + T_d$.

La méthode SCS-CN repose sur l'hypothèse qu'il existe une relation entre la quantité de précipitations et le volume de ruissellement généré. Cette relation prend en compte la capacité de rétention du sol tel que :

$$Pe = \frac{(p - Ia)^2}{P - Ia + S} \quad (III.22)$$

Avec;

Pe : précipitation nette (mm),

P : précipitation totale (mm),

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

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

La capacité de rétention S dépend du **Curve Number (CN)**, qui est un paramètre indiquant la réponse du sol et de l'utilisation du sol au ruissellement. Le CN varie entre 30 (forte infiltration) à 100 (faible infiltration).

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (III.23)$$

Le CN (Curve Number) est un indicateur qui reflète la capacité d'infiltration et le potentiel de ruissellement d'un sol. Il est influencé par plusieurs facteurs, notamment le type de sol, l'usage des terres, et les conditions d'humidité précédentes. Les valeurs de CN, déterminées à partir de ces critères, sont répertoriées dans des tableaux spécifiques élaborés par le Soil Conservation Service (SCS). Ces tableaux permettent d'identifier rapidement le CN correspondant à différentes situations hydrologiques et d'occupation des sols.

Tableau III.24 : tableau spécifique pour la détermination du CN

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

Le site CHAABAT BOUKDAHA est dotée d'une superficie de terre agricole de bonnes caractéristiques pédologiques en amont et aval ces terres réparties en parcelle et selon la carte d'occupation de sol qui déterminé par ArcGIS on peut estimer la valeur de CN.

Calcul de débit de pointe :

L'utilisation du modèle SCS requiert l'intégration du logiciel HEC-HMS, un outil essentiel pour simuler les processus hydrologiques tels que le ruissellement et l'infiltration. HEC-HMS permet de modéliser avec précision les réponses d'un bassin versant aux précipitations en appliquant les paramètres spécifiques du modèle SCS.

Chapitre III : Etude Hydrologique

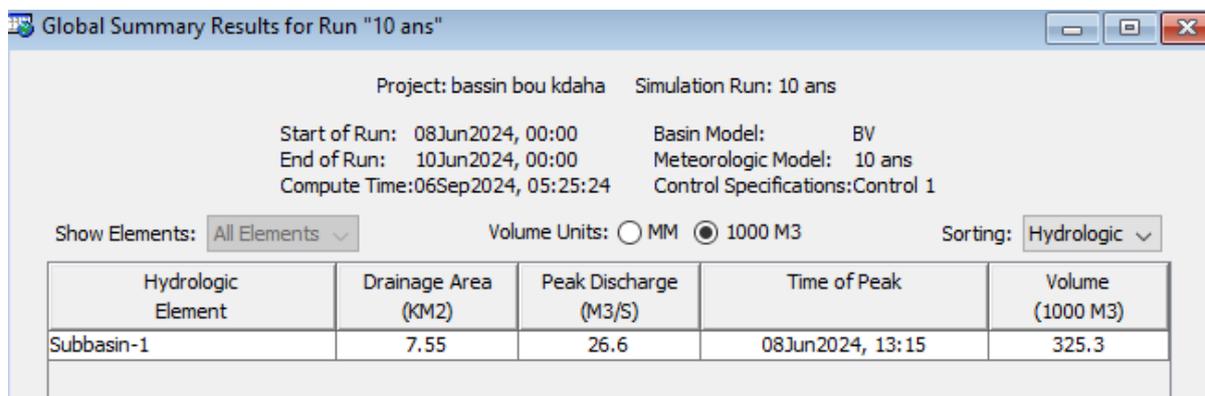
La modélisation à l'aide du logiciel HEC-HMS s'effectue en plusieurs étapes clés :

- **Création du modèle du bassin versant** : Définition précise des caractéristiques du bassin.
- **Création du modèle météorologique** : Intégration des données climatiques
- **Mise en place du modèle de contrôle des spécifications** : Configuration des paramètres de simulation, incluant les durées, les intervalles de temps
- **Lancement de la simulation** : Exécution du modèle pour obtenir les résultats hydrologiques en fonction des données fournies.

Résultat de calcul :

- **T = 10ans**

Pour la période de retour 10 ans les résultats sont donnée dans la figure suivante :



Global Summary Results for Run "10 ans"

Project: bassin bou kdaha Simulation Run: 10 ans

Start of Run: 08Jun2024, 00:00 Basin Model: BV
End of Run: 10Jun2024, 00:00 Meteorologic Model: 10 ans
Compute Time: 06Sep2024, 05:25:24 Control Specifications: Control 1

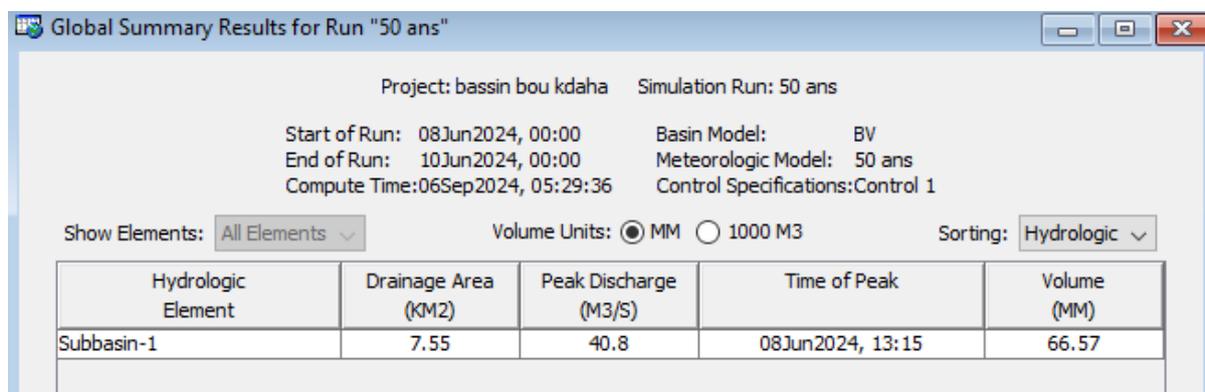
Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (1000 M3)
Subbasin-1	7.55	26.6	08Jun2024, 13:15	325.3

Figure III.12 : Résultat de calcul de débit de crue pour T = 10 ans par la méthode SCS

- **T = 50 ans**

Pour la période de retour 50 ans les résultats sont donnée dans la figure suivante :



Global Summary Results for Run "50 ans"

Project: bassin bou kdaha Simulation Run: 50 ans

Start of Run: 08Jun2024, 00:00 Basin Model: BV
End of Run: 10Jun2024, 00:00 Meteorologic Model: 50 ans
Compute Time: 06Sep2024, 05:29:36 Control Specifications: Control 1

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Subbasin-1	7.55	40.8	08Jun2024, 13:15	66.57

Figure III.13 : Résultat de calcul de débit de crue pour T = 50 ans par la méthode SCS

Chapitre III : Etude Hydrologique

- **T = 100 ans**

Pour la période de retour 100 ans les résultats sont donnée dans la figure suivante :

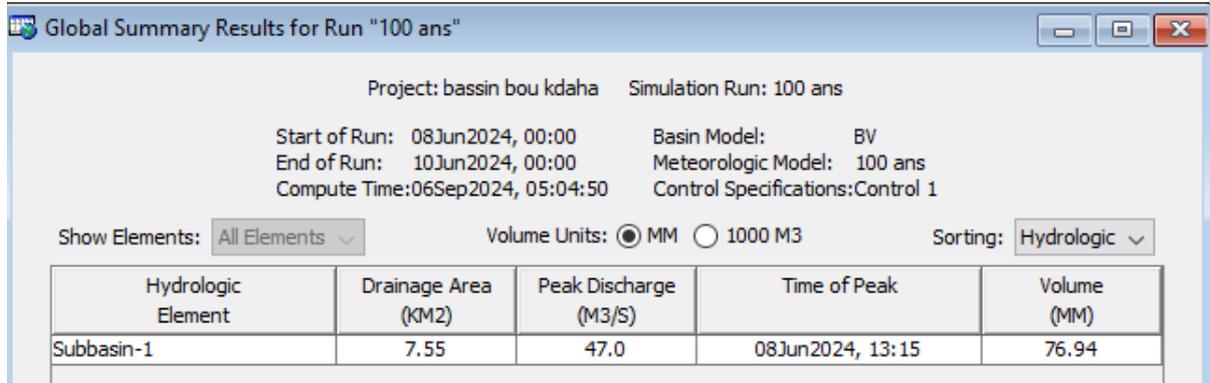


Figure III.14 : Résultat de calcul de débit de crue pour T = 100 ans par la méthode SCS

- **T = 1000 ans**

Pour la période de retour 1000 ans les résultats sont donnée dans la figure suivante :

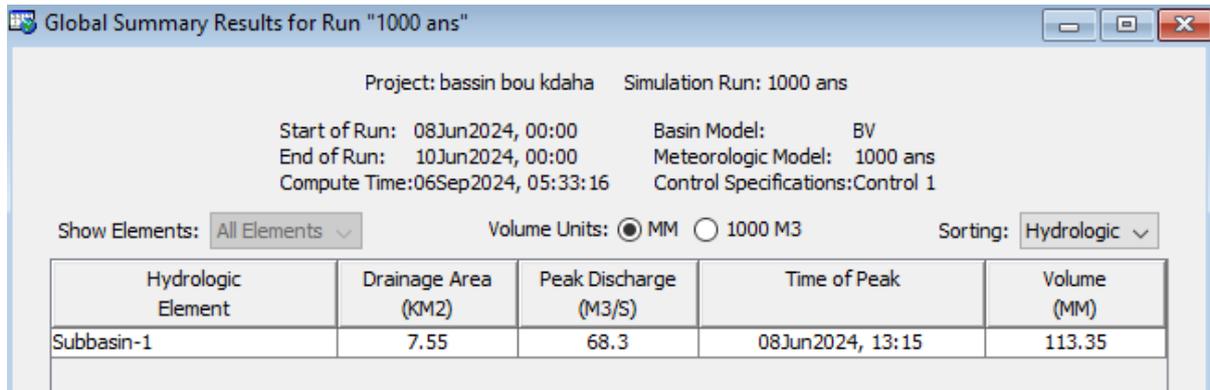


Figure III.15 : Résultat de calcul de débit de crue pour T = 1000 ans par la méthode SCS

Le tableau suivant résume le calcul de débit pour les différentes périodes de retour

Tableau III.25 : Débit maximale par la méthode SCS

T (ans)	10	50	100	1000
Qmax m3/s	26.6	40.8	47	68.3

Conclusion :

Les débits maximaux obtenus à partir des différentes méthodes de calcul sont relativement assez proches. Cependant, pour des raisons de sécurité, la valeur maximale de débits estimé est retenue pour le dimensionnement des ouvrages annexes. On opte pour un débit de projet de $Q_{max} = 47 \text{ m}^3/\text{s}$. Ce débit provient de la méthode SCS, qui intègre plusieurs paramètres essentiels, tels que le type de sol, la capacité d'infiltration, l'occupation des terres, ainsi que la transformation pluie-débit en fonction des caractéristiques propres du bassin versant. Donc les débits obtenus par la méthode SCS sera retenu pour les différents calculs.

Tableau III.26 : Récapitulatif des débits maximums selon différentes méthodes

	Mallet Gauthier	Giandotti	Turazza	Gradex	SCS
Période	Q_p	Q_p	Q_p	Q_p	Q_p
(année)	(m^3/s)				
1000	55.42	56.73	55.9	43.36	68.3
100	45.36	41.76	38.4	26.7	47
50	41.86	37.43	32.46	21.67	40.8
10	32.31	27.37	21.6	9.76	26.6

III.3.3 Hydrogramme de crue :

L'hydrogramme de crue est la courbe qui illustre la variation des débits instantanés de la crue en fonction du temps. Il est caractérisé par les paramètres suivants :

- Débit de pointe
- Volume de la crue
- Temps de montée
- Temps de base de la crue

La forme de l'hydrogramme de crue est déterminée selon la méthode de SOKOLOVSKY qui assimile l'hydrogramme à deux équations paraboliques, l'une traduisant la montée de la crue et qui s'écrit (S, Bennis 2007)

$$Q(t) = Q_{max} \times \left(\frac{t}{t_m}\right)^2 \quad (III.24)$$

Et l'équation de décrue :

$$Q(t) = Q_{max} \times \left(\frac{t_d - t}{t_d}\right)^3 \quad (III.25)$$

Avec ;

T_b : temps de base ($t_b = t_m + t_d$)

T_m : temps de montée ($t_m = T_c$)

T_d : temps de décrue ($t_d = \delta t_m$) ou δ ; Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant, (en fonction de la longueur du cours d'eau, de la perméabilité du bassin).

Les résultats de calcul pour plusieurs valeurs de débit (Q) correspondant à différentes périodes de retour sont présentés dans le tableau suivant :

Chapitre III : Etude Hydrologique

Tableau III.27 : Calcul de l'Hydrogramme de crue pour différent période de retour

	Temps	Qmax(10) m3/s	Qmax(50) m3/s	Qmax(100) m3/s	Qmax(1000) m3/s
Montée	0	0	0	0	0
	0.2	0.30	0.46	0.53	0.76
	0.4	1.19	1.83	2.11	3.06
	0.6	2.68	4.11	4.74	6.88
	0.8	4.77	7.31	8.42	12.24
	1	7.45	11.42	13.16	19.12
	1.2	10.72	16.45	18.95	27.53
	1.4	14.60	22.39	25.79	37.48
	1.6	19.06	29.24	33.68	48.95
	1.89	26.6	40.8	47	68.3
	Décru	2	24.81	38.06	43.84
2.2		21.77	33.39	38.47	55.90
2.4		18.99	29.13	33.55	48.76
2.6		16.46	25.24	29.08	42.25
2.8		14.16	21.72	25.02	36.35
3		12.08	18.54	21.35	31.03
3.2		10.22	15.68	18.07	26.25
3.4		8.57	13.14	15.13	21.99
3.6		7.10	10.88	12.54	18.22
3.8		5.81	8.90	10.26	14.91
4		4.68	7.18	8.27	12.02
4.2		3.71	5.70	6.56	9.53
4.4		2.89	4.43	5.10	7.42
4.6		2.20	3.37	3.88	5.64
4.8		1.62	2.49	2.87	4.17
5		1.16	1.78	2.05	2.98
5.2		0.80	1.22	1.41	2.04
5.4		0.52	0.79	0.91	1.33
5.6		0.31	0.48	0.55	0.80
5.8		0.17	0.26	0.30	0.44
6	0.08	0.12	0.14	0.20	
6.2	0.03	0.04	0.05	0.07	
6.4	0.01	0.01	0.01	0.02	
6.69	0	0	0	0	

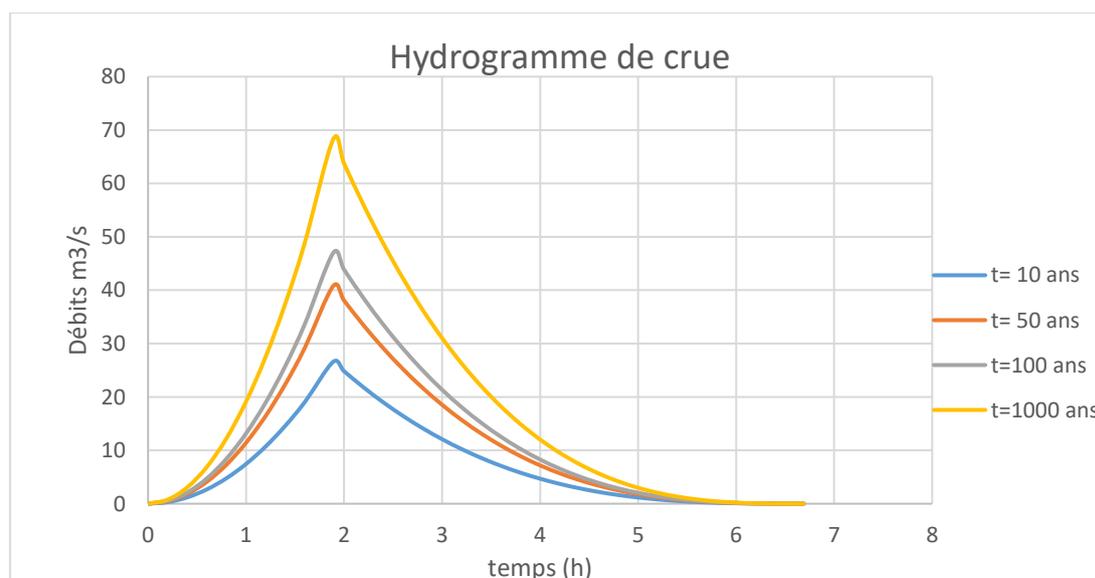


Figure III.16 : l'hydrogramme de crue du bassin versant

III.4 Etude des apports :

III.4.1 Apport liquide :

Il faudra connaître les volumes d'eau (apports) disponibles, non seulement en moyenne, mais surtout lors des années les plus sèches.

Etant donné qu'il n'y a pas de données directes concernant les débits liquides et solides dans la zone d'étude, les données hydrologiques nécessaires pour effectuer l'étude de régularisation, ont été déterminées sur la base des modèles et des formules empiriques basés sur la pluviométrie devront être appliqués.

III.4.1.1 Apport liquide moyenne annuelle A_0 :

Plusieurs formules empiriques couramment utilisées en Algérie sont proposées. Ces formules qui donnent la lame d'eau ruisselée exprimée en mm, en règle générale elles sont fonction de la pluviométrie moyenne annuelle et de la superficie du bassin versant. Parmi ces formules nous pouvons citer :

Formule de Samie :

$$A_0 = Le \times S \quad (III.26)$$

$$Le = pa^2 \times (293 - 2.2\sqrt{S}) \quad (III.27)$$

OÙ :

Le : lame d'eau ruisselé [mm].

P_a : précipitation moyenne annuelle [m].

S : surface du bassin versant [km²].

Formule de Turc :

$$Le = Pa - D \quad (III.28)$$

$$D = \frac{Pa}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{Pa}{L}\right)^2}} \quad (III.29)$$

Et

$$L = 300 + 25Tm + 0.05(Tm^3) \quad (III.30)$$

OÙ :

P_a : pluie moyenne annuelle [mm].

D : déficit de l'écoulement [mm].

T_m : température moyenne annuelle [$T_m = 15.24^\circ$].

L : variable théorique [$L = 857.98$].

AN

$$D = \frac{542.41}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{542.41}{857.98}\right)^2}} = 475.78$$

$$L_e = 542.41 - 475.78 = 66.63 \text{ mm}$$

$$A_0 = L_e \times S = 0.51 \text{ Hm}^3$$

Formule dite algérienne (ANRH)

$$Le = Pa \times (1 - 10^{-kp^2}) \quad (III.31)$$

$$A_0 = Le \times S \quad (III.32)$$

OÙ :

K : coefficient dépendant de la surface du bassin versant [$k = 0.18 - 0.01 \ln S$]

S : surface du B.V en [Km^2].

Formule de MALLET et GUATHIER :

$$Le = 0.6 * Pa \times (1 - 10^{-0.36pa^2}) * 10^3 \quad (III.33)$$

$$A_0 = Le \times S \quad (III.34)$$

OÙ :

P_a : pluie moyenne annuelle en [m].

S : surface du B.V en [Km^2].

Formule de J-DERRY (1977) :

$$A_0 = M_0 * T * S \quad (III.35)$$

$$M = 11.8 * Pa^{2.82} = 2.102 \text{ l/s/km}^2$$

OÙ :

A_0 : Apport moyen annuelle.

M : Module spécifique moyen [l/s/km²].

S : Surfaces du B.V en [Km²]

P : Précipitation moyenne en [m].

T : temps d'une année en seconde.

Les résultats de calcul de l'apport moyen annuel sont résumés dans le tableau

Tableau III.28 : apport moyenne annuel

Formule	Lame d'eau [mm]	Apport moyenne [Hm ³]
SAMIE	84.42	0.64
TURC	66.63	0.51
ANRH	55.65	0.42
MALLET et GUATHIER	70.43	0.53
J-DERRY	66.23	0.5
Moyenne	68.67	0.52

On prend l'apport moyen annuelle $A_0 = 0.52 \text{ Hm}^3$

III.4.1.2 Caractéristique de l'écoulement :

Lame d'eau ruisselé :

Elle s'exprime par la formule suivante :

$$Le = \frac{A_0}{S} \quad (III.37)$$

A_0 : l'apport moyenne annuelle [m³].

S : surface du B.V en [Km²].

$$Le = 68.87 \text{ mm}$$

Coefficient de l'écoulement :

Il s'exprime par la formule suivante :

$$C = \frac{Le}{Pa} \quad (III.38)$$

OÙ :

Le : lame d'eau ruisselé [mm].

Pa : pluie moyenne annuelle [mm].

$$C = 0.13$$

Module de l'écoulement :

Il s'exprime par la formule suivante :

$$Me = \frac{A_0}{T} \quad (III.39)$$

OÙ :

Me : Module de l'écoulement [l/s].

A₀: l'apport moyenne annuelle [m³].

T : temps d'une année en seconde.

$$Me = 16.49 \text{ l/s}$$

Module de l'écoulement relatif

Il s'exprime par la formule suivante :

$$Mr = \frac{Me}{S} \quad (III.40)$$

OÙ :

Mr : Module de l'écoulement relatif en [l/s/km²].

Me : Module de l'écoulement [l/s].

S : surface du B.V en [Km²].

$$Mr = 2.18 \text{ [l/s/km}^2\text{].}$$

Coefficient de variation Cv :

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

Formule de PADOUN :

$$Cv = \frac{0.93K}{Mr^{0.23}} \quad (III.41)$$

OÙ :

K: coefficient de réduction varie entre (0.25 ÷ 1.0), on prend K = 0.8

Mr : Module de l'écoulement relatif en [l/s/km²].

Formule de KRISTEKLY MENKEL :

$$Cv = \frac{0.83}{S^{0.06} * Mr^{0.27}} \quad (III.42)$$

OÙ :

Mr : Module de l'écoulement relatif en [l/s/km²].

S : surface du B.V en [Km²].

Formule de SOKOLOVSKY :

$$Cv = -0.29 \times \log(Mr) - 0.063 \times \log(S + 1) + 0.78 \quad (III. 43)$$

:

Mr : Module de l'écoulement relatif en [l/s/km²].

S : surface du B.V en [Km²].

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

Tableau III.29 : résultat du calcul de coefficient de variation

Formule	Coefficient de variation [cv]
PADOUN	0.62
KRISTEKLY MENKEL	0.603
SOKOLOVSKY :	0.62

La formule empirique de PADOUN est La valeur la plus proche de la moyenne (cv = 0.612)

III.4.2 Irrégularité des apports :

III.4.2.1 Estimation fréquentielle des apports :

L'irrigation est la plus importante consommatrice d'eau. L'agriculture n'exige une fourniture d'eau que pendant la saison sèche et une garantie à 80% (remplissage assuré 4 années sur 5) est largement suffisante. (Dimensionnement hydrologique des retenues collinaires en Algérie).

Pour déterminer les apports fréquentiels, il est recommandé d'employer la loi Galton ou la loi log- normal exprimée en termes d'apport moyen et de sa variabilité (guide ANBT ,2004).

$$AF = \frac{A0}{\sqrt{Cv^2 + 1}} e^{-u\sqrt{\ln(Cv^2+1)}} \quad (III. 44)$$

Avec ;

A_F: Apport fréquentiel, en [Hm³].

A₀: Apport moyenne annuelle, [A₀ = 0.52 Hm³].

u : variable réduite de gauss, en fonction de [F= 80%].

Cv : Coefficient de variation de l'apport moyen [Cv = 0.62].

Dans le tableau ci-joint, on donne la valeur de variable réduite de gauss tirée de la table (loi normale réduite).

Tableau III.30 : variable réduite de gauss

Utilisation de l'eau	Fréquence (%)	Variable réduite u
Agricole	80	0.84

AN ;

$$A_F = \frac{0.52}{\sqrt{0.61^2+1}} e^{-u\sqrt{\ln(0.61^2+1)}} = 0.3Hm^3$$

III.4.2.2 Répartition mensuelle des Apports (moyenne annuelle et fréquentiel) :

Pour convertir la répartition mensuelle de la pluie moyenne en apport liquide annuel moyen, il faut multiplier la pluviométrie de chaque mois, exprimée en pourcentage, par l'apport annuel total calculé.

Tableau III.31 : Répartition mensuelle de l'Apports moyenne annuelle et fréquentiel

Mois	sep	oct	nov	dec	jan	feb	mar	apr	may	jun	jul	aug	total
p(mm)	40.52	41.67	54.01	82.91	75.64	56.44	63.91	52.49	42.39	17.51	4.55	10.37	542.41
P(%)	7.47	7.68	9.96	15.29	13.95	10.41	11.78	9.68	7.82	3.23	0.84	1.91	100
Apport (Hm3)	0.039	0.040	0.052	0.079	0.073	0.054	0.061	0.050	0.041	0.017	0.004	0.010	0.52
Apport A80%(Hm3)	0.022	0.023	0.030	0.046	0.042	0.031	0.035	0.029	0.023	0.010	0.003	0.006	0.30

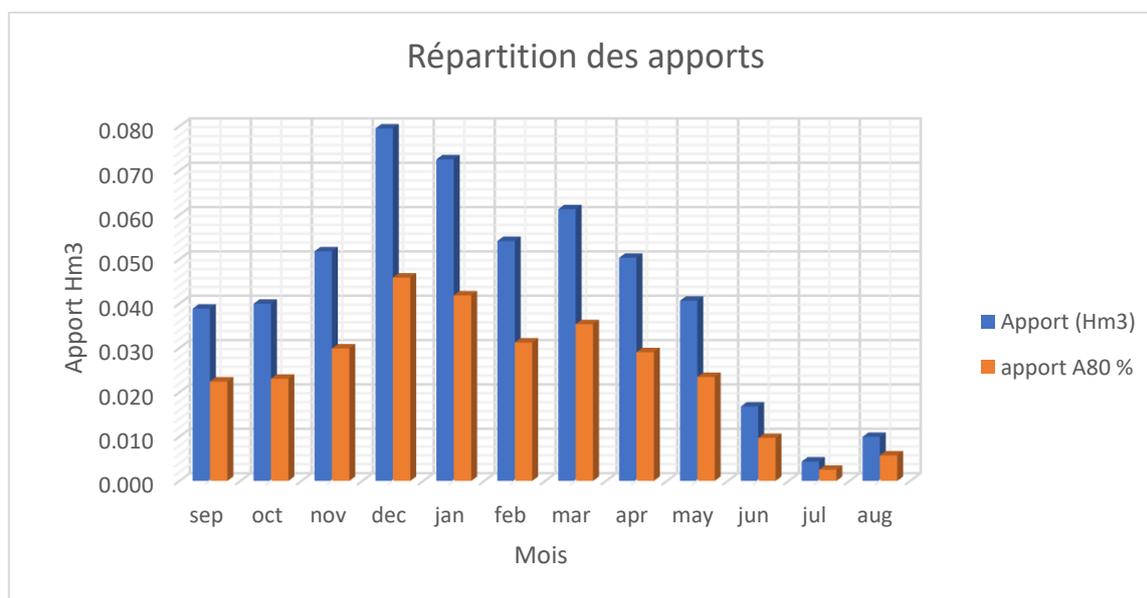


Figure III.17 : Répartition mensuelle de l'Apports moyenne annuelle et fréquentiel a 80%

III.4.3 Apport solide :

Le transport solide C'est le phénomène qui permet le déplacement d'une masse solide composée d'éléments granulaires sous l'action de l'écoulement de l'eau.

La sédimentation des barrages dans les pays de l'Afrique du nord est très élevée et même spectaculaire. Elle est due directement aux forts taux d'érosion des bassins versants, dont les particules solides sont drainées directement par les cours d'eau et provoqueront à l'entrée des retenues des courants de densité. Cette sédimentation pose d'énormes problèmes à savoir ; la réduction de la capacité, l'obturation des organes de vidange, la sécurité de l'ouvrage, la sédimentation des canaux d'irrigation et elle a même un impact sur la qualité de l'eau. (W. REMINI, B. REMINI.)

Afin d'améliorer la fiabilité du dimensionnement de la retenue, il est essentiel de calculer les apports solides. Étant donné qu'il n'y a pas des mesures directes disponibles pour l'Oued Bou Kdaha, nous privilégierons des méthodes empiriques pour établir une estimation acceptable de l'écoulement solide.

III.4.3.1 Estimation de Transport solide et le volume mort

Formule de TEXIRONT :

Elle est basée sur des corrélations établies entre la lame d'eau ruisselée et la perméabilité du bassin versant à partir de données d'observation des bassins versants algériens.

$$T_s = \alpha \times Le^{0.15} \quad (III.45)$$

Avec ;

T_s : Transport solide en [t/Km²/an]

Le : lame d'eau écoulée [112.8 mm].

α : coefficient empirique varie en fonction de la perméabilité

Bassin versant à perméabilité :

- Elevée ; $3.5 < \alpha < 75$
- Moyenne ; $75 < \alpha < 350$
- Moyenne à faible ; $350 < \alpha < 1400$
- Faible ; $1400 < \alpha < 3200$
- Imperméable ; $\alpha > 3200$

$$T_s = 350 \times 68.87^{0.15} = 660.35 \text{ [t/km}^2\text{.an].}$$

Formule de Fournier :

$$T_s = \frac{1}{36} \times \left(\frac{H^2}{S}\right)^{0.46} \times \left(\frac{p^2}{pa}\right)^{2.65} \quad (III.46)$$

Avec ;

T_s : Transport solide [t/km².an].;

h : Altitude à 45 % en m.

P : Pluie mensuelle moyenne du mois le plus arrosé ; [P = 82.91mm].

Pa : Pluie moyenne annuelle en mm ; [Pa = 542.41].

S : La surface du bassin versant en [Km²].

Chapitre III : Etude Hydrologique

AN ;

$$T_s = \frac{1}{36} \times \left(\frac{(123.75)^2}{7.55}\right)^{0.46} \times \left(\frac{82.91^2}{542.41}\right)^{2.65}$$

$$T_s = 772.03 \text{ [t/Km}^2\text{.an]}$$

Tableau III.32 : résultat de calcul du transport solide

Formule	Transport solide [t/km ² .an]
TEXIRONT	660.35
FOURNIER	772.03

Débit solide

$$Q_s = T_s \times S \tag{III.47}$$

Q_s : débit solide [t/an].

S : Surface du bassin en [Km²]

T_s : transport solide [t/km².an].

Tableau III.33 : résultat de calcul de débit solide

Formule	Débit solide [t/an]
TEXIRONT	4985.64
FOURNIER	5828.82

Le volume mort est déterminé en fonction du volume totale des sédiments, le nombre d'années de vie utile de l'ouvrage et le poids spécifique des sédiments par la formule suivante :

$$V_m = (1.05 - 1.1) \frac{Q_s \times t}{\delta} \tag{III.48}$$

Avec ;

Q_s : Débit solide [Q_s = 5828.82 t/an].

δ: Poids spécifique des sédiments [δ= 1.4 t/m³]

t : temps d'exploitation [10 ans].

$$V_m = 38251.63 \text{ m}^3$$

Tableau III.34 récapitulatif des résultats du volume mort

Temps d'exploitation	Volume mort [m ³]
10 ans	43716.15
15 ans	65574.225

Pour un temps d'exploitation de 10 ans et Tenant compte du transport solide par charriage qui est estimé de (10 % à 20%) du transport solide en suspension. On prend 20% de la totalité du transport solide en suspension. Donc le volume mort totale sera ; V_m=52459.38m³

III.5 Etudes de régularisation :

III.5.1 Objectif et méthodologie :

L'objet de cette étude est d'établir une analyse pour déterminer la capacité de la future retenue sur Chaabet Bou Kdaha de façon à ce que les apports de l'oued soit optimum. La retenue étant destinée strictement à l'irrigation. Afin de répondre aux besoins en eau des cultures pour cette région.

III.5.2 Paramètre de l'étude de la régularisation :

Les données indispensables à la bonne marche de l'étude :

- Les besoins mensuels en eau.
- Les pertes mensuelles dues à l'évaporation et l'infiltration.
- La géométrie de la retenue (superficie de la retenue en fonction de la hauteur).
- La répartition mensuelle des apports entrant dans la retenue (hm³).

III.5.3 Les besoins mensuels en eau :

L'eau est destinée à couvrir les besoins en irrigation, la modulation mensuelle est également donnée. Elle varie entre 4 et 26.5 % suivant le mois considéré.

Tableau III.35 : répartition des besoins en eau mensuelles.

Mois	sept	oct	nov	dec	jan	feb	mar	apr	may	jun	jul	aug	totale
u 80%	8	6.5	0	0	0	0	0	4	12.3	19.2	26.5	23.5	100
U hm ³	0.01912	0.01554	0	0	0	0	0	0.00956	0.0294	0.04589	0.06334	0.05617	0.239

Source : DRE Constantine

III.5.4 Caractéristiques géométriques de la retenue :

Les caractéristiques (superficie, Volume) du réservoir ont été estimées pour différentes altitudes. Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau III.36 : Les caractéristiques (superficie, Volume) du réservoir

Cote	ΔH	Surface (km ²)	ΔV (hm ³)	V cumulée(hm ³)
890		0	0	0
891	1	0.0008395	0.00042	0.0004198
892	1	0.0029745	0.00191	0.0023268
893	1	0.00630533	0.00464	0.0069667
894	1	0.0106351	0.00847	0.0154369
895	1	0.01507547	0.01286	0.0282922
896	1	0.0191842	0.01713	0.0454220
897	1	0.02373991	0.02146	0.0668841
898	1	0.02905325	0.02640	0.0932806
899	1	0.03538071	0.03222	0.1254976
900	1	0.04365546	0.03952	0.1650157

901	1	0.05351050	0.04858	0.2135987
902	1	0.0646135	0.05906	0.2726607
903	1	0.07748300	0.07105	0.3437089
904	1	0.0874	0.08244	0.4261504
905	1	0.09850	0.09295	0.5191004

Avec ;

$$\Delta Vi = \frac{Si + Si+1}{2} \times \Delta H \quad (III.49)$$

ΔVi : volume partielle compris entre deux courbes de niveaux successive [hm³].

$Si, Si+1$: surface compris entre deux courbe de niveaux successive[km²].

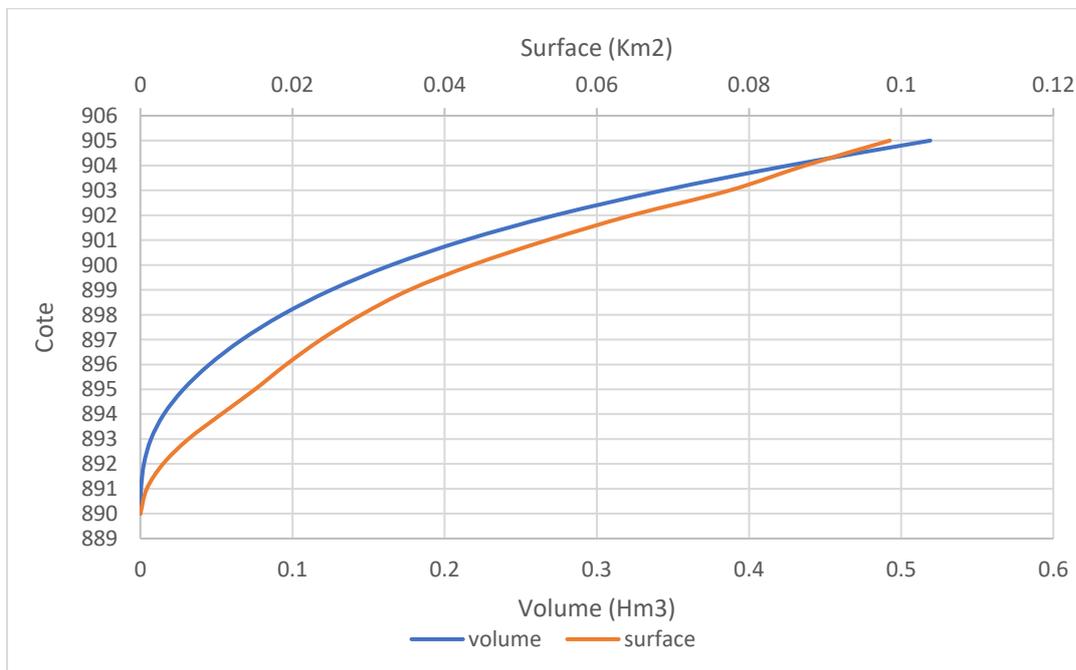


Figure III.18 : Courbe Hauteur surface Capacité

III.5.5 Calcul du volume utile

Représente le volume utilisable de la retenue qui correspond au niveau normal NNR. Le calcul du volume utile est effectué en utilisant la méthode du bilan d'eau. Cette méthode consiste à superposer, sur un même graphique, les hydrogrammes de l'écoulement et de la consommation.

Parmi les différents types de régularisation qu'existe on citera :

- **Régularisation saisonnière** : Ce processus intervient lorsque les apports en eau excèdent la demande. Dans ce cas, l'eau disponible est gérée pour répondre efficacement aux besoins immédiats.

- **Régularisation interannuelle** : Dans ce scénario, les apports en eau sont inférieurs à la consommation. Les eaux provenant des saisons humides sont ainsi stockées pour être redistribuées durant les saisons sèches, assurant une disponibilité continue.

Pour déterminer le volume utile par la méthode de bilan d'eau, il convient de suivre les étapes suivantes :

Fixation de la période de bonne hydraulité : Identifier la période durant laquelle les conditions hydrologiques sont optimales pour l'accumulation d'eau.

Détermination des périodes de surplus ou de déficit d'eau : Sur un cycle hydrologique complet, analyser les périodes où l'apport en eau dépasse ou ne couvre pas les besoins, et calculer les volumes de surplus (Vs) et de déficit (Vd).

Identification du type de fonctionnement de la retenue

Calcul du volume à évacuer (S) : Estimer le volume d'eau excédentaire à évacuer

Le type de fonctionnement de la retenue est également conditionné par les règles d'exploitation qui sont :

Première consigne d'exploitation : consiste à remplir le barrage jusqu'au NNR lors des crues et à restituer après. L'excédent d'eau est déversé par l'évacuateur de surface. On se fixe le volume de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du niveau normal de la retenue NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser (Touaibia ,2001).

$$V_{rf} = V_{ri} + (W - U) \quad (III.50)$$

Deuxième Consigne d'exploitation : Consiste à faire des évacuations à vide par L'évacuateur de fond, Une fois cette évacuation effectuée, le réservoir est rempli de nouveau, et l'eau est ensuite redistribuée aux utilisateurs finaux.

$$V_{rf} = V_{ri} - (W - U) \quad (III.51)$$

Avec ;

V_{rf} : Volume de remplissage finale

V_{ri} : Volume de remplissage initiale

W : Apport annuelles (80%).

U : Besoin en eau d'irrigation (consommation a 80%).

Chapitre III : Etude Hydrologique

III.5.5.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.37 : Calcul de la régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	W(hm ³)	U (hm ³)	W-U	Première consigne			Deuxième consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
					0.052				
sep	0.022	0.0191	0.003	0.055	0.055		0.052	0.049	0.003
oct	0.023	0.0155	0.008	0.063	0.063		0.052	0.044	0.008
nov	0.030	0.0000	0.030	0.093	0.093		0.052	0.022	0.030
dec	0.046	0.0000	0.046	0.139	0.139		0.052	0.032	0.020
jan	0.042	0.0000	0.042	0.180	0.180		0.078		
feb	0.031	0.0000	0.031	0.212	0.205	0.0062	0.119		
mar	0.035	0.0000	0.035	0.241	0.205	0.0353	0.151		
apr	0.029	0.0096	0.019	0.225	0.205	0.0195	0.186		
may	0.023	0.0294	-0.006	0.199	0.199		0.205		
jun	0.010	0.0459	-0.036	0.163	0.163		0.199		
jul	0.003	0.0633	-0.061	0.102	0.102		0.163		
aug	0.006	0.0562	-0.050	0.052	0.052		0.102		
						0.061			

D'après le tableau :

$$\left. \begin{array}{l} V_s = 0.214 \\ V_d = 0.153 \\ S = 0.061 \\ V_m = 0.052 \end{array} \right\} \Rightarrow V_s > V_d$$

La retenue fonctionne à un temps

$$V_u = V_d = 0.153$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m = 0.205 \text{ hm}^3$$

S : Volume excédentaire à évacuer

III.5.5.2 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Il y'a deux type de perte dans la retenue

- Perte par infiltration
- Perte par évaporation

Perte par infiltration :

$$V_{inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \quad (III.52)$$

V_{inf} : volume d'infiltration en [hm³].

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

V_{moy} : Volume moyenne [hm³] ($V_{rfi} + V_{ri+1}$) / 2

V_{rfi} , V_{ri+1} : les volumes de la retenue de deux mois consécutifs

Perte par évaporation :

$$V_{ep} = E_s \times S_{moy} \quad (III.53)$$

V_{ep} : volume évaporé [hm³]

E_s : Evaporation mensuelles [mm].

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspondant au volume moyen [km²].

Les calculs des pertes sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.38 : perte par évaporation et infiltration

Mois	V_m (hm ³)	S_{moy} (km ²)	E_s (mm)	V évaporé (hm ³)	Vfiltré (hm ³)	Eva+inf
sep	0.054	0.022	105	0.0023	0.0004	0.0027
oct	0.059	0.023	44.2	0.0010	0.0004	0.0015
nov	0.078	0.026	41.6	0.0011	0.0006	0.0017
dec	0.116	0.033	27.3	0.0009	0.0009	0.0018
jan	0.159	0.042	28.6	0.0012	0.0012	0.0024
feb	0.193	0.050	38.1	0.0019	0.0014	0.0033
mar	0.205	0.052	72.8	0.0038	0.0015	0.0054
apr	0.205	0.052	103	0.0054	0.0015	0.0069
may	0.202	0.052	132	0.0068	0.0015	0.0084
jun	0.181	0.047	168	0.0079	0.0014	0.0093
jul	0.133	0.036	190	0.0069	0.0010	0.0079
aug	0.077	0.026	179	0.0047	0.0006	0.0053

Chapitre III : Etude Hydrologique

Tableau III.39 : Calcul de la régularisation saisonnière en tenir compte des pertes

Mois	W(Hm ³)	U(Hm ³)	p	W-(U+p)	Première consigne			Deuxième consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
						0.052				
sep	0.022	0.0191	0.0027	0.0006	0.0526	0.0526		0.0520	0.0514	0.001
oct	0.023	0.0155	0.0015	0.0061	0.0587	0.0587		0.0520	0.0480	0.004
nov	0.030	0.0000	0.0017	0.0282	0.0869	0.0869		0.0541		
dec	0.046	0.0000	0.0018	0.0441	0.1309	0.1309		0.0823		
jan	0.042	0.0000	0.0024	0.0394	0.1704	0.1704		0.1263		
feb	0.031	0.0000	0.0033	0.0279	0.1983	0.1983		0.1658		
mar	0.035	0.0000	0.0054	0.0300	0.2282	0.2282		0.1937		
apr	0.029	0.0096	0.0069	0.0125	0.2408	0.2362	0.005	0.2237		
may	0.023	0.0294	0.0084	-0.0143	0.2219	0.2219		0.2362		
jun	0.010	0.0459	0.0093	-0.0455	0.1764	0.1764		0.2219		
jul	0.003	0.0633	0.0079	-0.0687	0.1077	0.1077		0.1764		
aug	0.006	0.0562	0.0053	-0.0557	0.0520	0.0520		0.1077		
							0.005			0.005

D'après le tableau précédent, on effectue le calcul du volume utile.

$$\left. \begin{array}{l} V_s' = 0.189 \\ V_d' = 0.184 \\ S = 0.005 \\ V_m = 0.052 \end{array} \right\} \longrightarrow V_s' > V_d'$$

La retenue fonctionne à un temps

$$V_u' = V_d' = 0.184$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = V_u' + V_m = 0.2362 \text{ hm}^3$$

S : Volume excédentaire à évacuer

Après le calcul du V_u et $V_{u'}$ on doit vérifier la différence entre eux qui s'appelle l'erreur relative E

$$E = \frac{V_{u'} - V_u}{V_u} \times 100 \quad (III.54)$$

$$1\% < E < 2\%$$

$V_{u'}$: Volume utile en tenir compte les pertes

V_u : Volume utile sans tenir compte les pertes

$$E = \frac{0.184 - 0.153}{0.153} \times 100 = 20.26\%$$

Donc, il est nécessaire de faire des approximations successives du volume moyen jusqu'à ce que l'erreur soit réduite, on remplaçant, le V_{ri} de la première approximation pour calculer le volume moyen.

Calcul du volume utile et volume de remplissage final pour la deuxième approximation

Ont remplaçant, le V_{ri} de la première approximation pour calculer le volume moyen de la deuxième approximation.

Tableau III.40 : les pertes d'évaporation et infiltration pour la deuxième approximation

Mois	V_m (hm ³)	S_{moy} (km ²)	E_s (mm)	V évaporé (hm ³)	V filtré (hm ³)	Eva+inf
sep	0.052	0.021	105	0.0023	0.0004	0.0026
oct	0.056	0.022	44.2	0.0010	0.0004	0.0014
nov	0.073	0.025	41.6	0.0011	0.0005	0.0016
dec	0.109	0.032	27.3	0.0009	0.0008	0.0017
jan	0.151	0.040	28.6	0.0011	0.0011	0.0023
feb	0.184	0.048	38.1	0.0018	0.0014	0.0032
mar	0.213	0.054	72.8	0.0039	0.0016	0.0055
apr	0.232	0.058	103	0.0060	0.0017	0.0077
may	0.229	0.057	132	0.0076	0.0017	0.0093
jun	0.199	0.051	168	0.0086	0.0015	0.0101
jul	0.142	0.038	190	0.0073	0.0011	0.0083
aug	0.080	0.027	179	0.0048	0.0006	0.0054

Chapitre III : Etude Hydrologique

Tableau III.41 : volume de remplissage final pour la deuxième approximation

Mois	W	U	p	W- (U+p)	Première consigne			Deuxième consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
sep	0.022	0.0191	0.0026	0.0006	0.0526	0.0526		0.0520	0.0514	0.0006
oct	0.023	0.0155	0.0014	0.0061	0.0588	0.0588		0.0520	0.0507	0.0013
nov	0.030	0.0000	0.0016	0.0283	0.0870	0.0870		0.0569		
dec	0.046	0.0000	0.0017	0.0442	0.1312	0.1312		0.0851		
jan	0.042	0.0000	0.0023	0.0396	0.1708	0.1708		0.1293		
feb	0.031	0.0000	0.0032	0.0280	0.1988	0.1988		0.1689		
mar	0.035	0.0000	0.0055	0.0298	0.2286	0.2286		0.1969		
apr	0.029	0.0096	0.0077	0.0118	0.2404	0.2385	0.0019	0.2267		
may	0.023	0.0294	0.0093	-0.0152	0.2232	0.2232		0.2385		
jun	0.010	0.0459	0.0101	-0.0463	0.1770	0.1770		0.2232		
jul	0.003	0.0633	0.0083	-0.0691	0.1078	0.1078		0.1770		
aug	0.006	0.0562	0.0054	-0.0558	0.0520	0.0520		0.1078		
							0.0019			0.0019

D'après le tableau précédent, on effectue le calcul du volume utile.

$$\left. \begin{array}{l} V_s'' = 0.188 \\ V_d'' = 0.186 \\ S = 0.0019 \\ V_m = 0.052 \end{array} \right\} \Rightarrow V_s'' > V_d''$$

La retenue fonctionne à un temps

$$V_u'' = V_d'' = 0.186$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = V_u'' + V_m = 0.238 \text{ hm}^3$$

Estimation de l'erreur

$$E = \frac{Vu'' - Vu'}{Vu'} \times 100 \quad (III.55)$$

Vu' : Volume utile pour la première approximation

Vu'' : Volume utile pour la deuxième approximation

$E = 1.08$ 1% < 1.08 < 2% donc la condition est vérifiée.

Tableau III.42 : Résultat final de régularisation

Paramètre	Valeur
Volume totale VNNR	0.283 hm ³
Volume mort	0.052 hm ³
Volume utile	0.186 hm ³
Cote NNR	902 m
Cote NVM	896.95 m

III.6 Laminage de crue

La maîtrise des crues est un élément fondamental de la sécurité des barrages, elle est en grande partie en fonction du dimensionnement des évacuateurs de crues et de leur fonctionnement. Pour cela le calcul du laminage des crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation notamment la largeur déversant, et la hauteur des eaux laminées. (Optimisation des dimensions de l'évacuateur de crue), sans affecter la sécurité globale de l'aménagement. Ainsi permet de diminuer le débit de pointe (le débit maximal) en répartissant le volume de la crue dans le temps. Cela peut être réalisé en stockant temporairement une partie du volume de la crue dans la retenue.

Pour étudier le laminage de crue, on utilise l'équation de continuité qui donnée par la relation suivante :

$$\frac{ds}{dt} = I(t) - O(t) \quad (III.57)$$

$I(t)$: INFLOW (débit entrant).

$O(t)$: OUTFLOW (débit sortant).

S : L'emmagasinement d'eau (stockage dans le réservoir).

Il existe plusieurs méthodes de laminage pour but de faire sortir l'hydrogramme de crue après laminage parmi les méthodes :

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

III.6.1 La méthode de Muskingum :

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

Après intégration sur un intervalle de temps Δt (t_1, t_2) l'équation devient :

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

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

$$2 \times \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \times \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \quad (III.59)$$

Tel que:

S_1, S_2 : la variation du volume pendant la crue

O_1, O_2 : Output désigne le débit de sortis (les paramètres a déterminé)

I_1, I_2 : Input désigne le débit d'entrée (hydrogramme de crue)

Donc La résolution de cette équation revient à trouver O_1 et O_2 , sachant que I_1 et I_2 sont connus.

III.6.1.1 Les étapes de calculs

On divise en deux étapes principales

1) Tracé la courbe caractéristique :

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

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

2) Calculer et tracer l'hydrogramme de sortie

- Calcul la somme $I_1 + I_2$
- calcul $\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2$ d'après l'équation :
- $I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1$

Détermination de débit sortant d'après la courbe caractéristique

III.6.1.2 Laminage de la crue pour largeur B = 8 m

Le débit de sortie est calculé par la formule suivante :

$$Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \quad (III. 60)$$

Tel que ;

m : coefficient de débits 0.49

b : largeur du déversoir

H : la hauteur déversent

$$Q = 17.36 H^{\frac{3}{2}}$$

Initialement le débit de sortie $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ donc $H_{\min} = 0 \text{ m}$

Le débit d'entrée $Q_e = 47 \text{ m}^3/\text{s}$ donc $H_{\max} = 1.94 \text{ m}$

La surface est calculée d'après la courbe surface – hauteur qui modélisé par une équation linéaire avec un coefficient de corrélation $R = 0.9986$

$$A (\text{km}^2) = 0.0111H - 9.8565 \quad (III. 61)$$

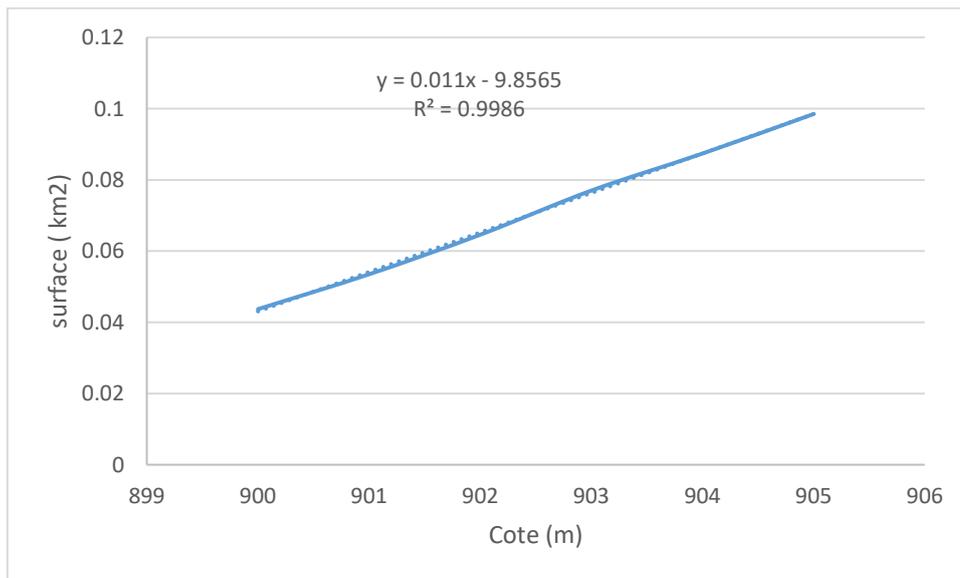


Figure III.19 : courbe surface hauteur entre 900 m et 905 m

Les résultats de calcul de la courbe caractéristique pour $b = 8\text{m}$ sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.43 : Calcul de la courbe caractéristique de la retenue.

H (m)	Cote (m)	A(km ²)	Q (m ³ /s)	S(m ³)	2S/dT+Q
0	902	0.0655	0	0	0.000
0.2	902.2	0.0677	1.553032564	13540	39.164
0.4	902.4	0.0699	4.392639429	27960	82.059
0.6	902.6	0.0721	8.069793919	43260	128.236
0.8	902.8	0.0743	12.42426051	59440	177.535
1	903	0.0765	17.36343192	76500	229.863
1.2	903.2	0.0787	22.82482401	94440	285.158
1.4	903.4	0.0809	28.76256559	113260	343.374
1.6	903.6	0.0831	35.14111543	132960	404.474
1.8	903.8	0.0853	41.93187922	153540	468.432
1.94	903.94	0.0868	46.91785659	168469.6	514.889

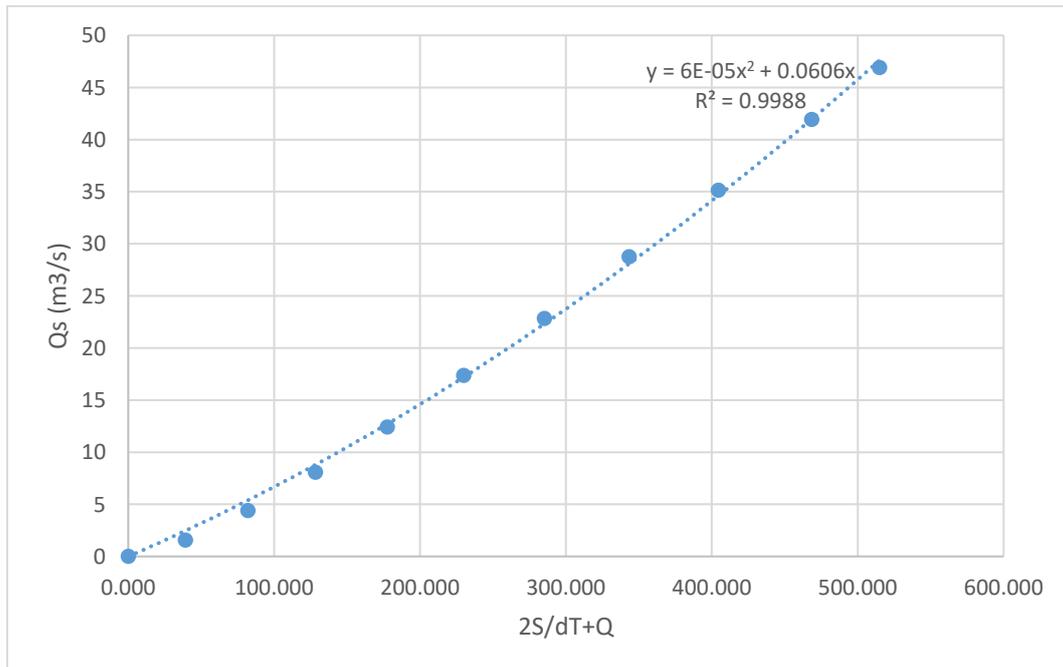


Figure III.20 : courbe caractéristique de la retenue pour (b = 8m)

D'après la courbe caractéristique et l'équation $2 \times \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \times \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1$

On détermine l'hydrogramme laminée

Chapitre III : Etude Hydrologique

Tableau III.44 : hydrogramme laminée pour une largeur b=8 m

T	I1	I1+I2	2S/DT+Q	2S/DT+Q)-2Q	QS
0	0.00	0.53	0	0	0.00
0.2	0.53	2.63	0.53	0.46	0.03
0.4	2.11	6.84	3.09	2.72	0.19
0.6	4.74	13.16	9.56	8.39	0.58
0.8	8.42	21.58	21.55	18.88	1.33
1	13.16	32.10	40.46	35.36	2.55
1.2	18.95	44.74	67.46	58.74	4.36
1.4	25.79	59.47	103.48	89.65	6.91
1.6	33.68	80.68	149.12	128.38	10.37
1.89	47.00	90.84	209.06	178.48	15.29
2	43.84	82.31	269.32	227.98	20.67
2.2	38.47	72.02	310.29	261.13	24.58
2.4	33.55	62.63	333.15	279.45	26.85
2.6	29.08	54.09	342.08	286.58	27.75
2.8	25.02	46.37	340.67	285.46	27.61
3	21.35	39.42	331.83	278.40	26.72
3.2	18.07	33.20	317.81	267.17	25.32
3.4	15.13	27.67	300.37	253.14	23.62
3.6	12.54	22.80	280.81	237.32	21.75
3.8	10.26	18.53	260.11	220.47	19.82
4	8.27	14.83	239.00	203.18	17.91
4.2	6.56	11.66	218.01	185.89	16.06
4.4	5.10	8.98	197.55	168.92	14.31
4.6	3.88	6.75	177.91	152.55	12.68
4.8	2.87	4.92	159.30	136.94	11.18
5	2.05	3.46	141.86	122.26	9.80
5.2	1.41	2.32	125.71	108.58	8.57
5.4	0.91	1.46	110.90	95.98	7.46
5.6	0.55	0.85	97.44	84.49	6.47
5.8	0.30	0.44	85.34	74.13	5.61
6	0.14	0.19	74.57	64.86	4.85
6.2	0.05	0.06	65.05	56.66	4.20
6.4	0.01	0.01	56.72	49.46	3.63
6.69	0.00	0.00	49.47	43.18	3.14

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

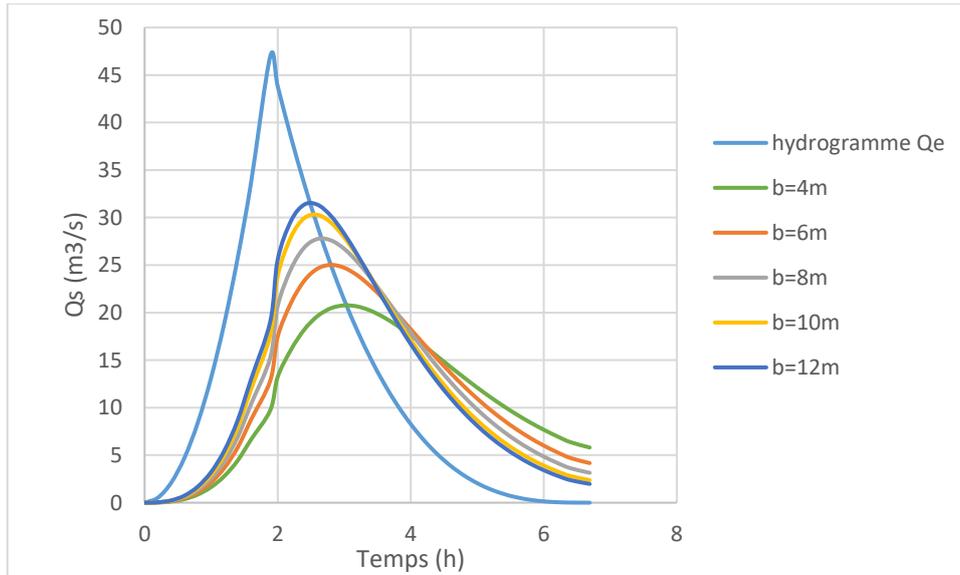


Figure III.21 : hydrogramme de sortie

Tableau III.45 : Récapitulatif des résultats obtenus par la méthode de Muskingum

Bd (m)	Hd (m)	NPHE (m)	Q laminé (m3/s)	V forcé (m3/s)	Fa (%)
4	3.08	905.08	20.76	0.244	44.17
6	2.35	904.35	25.02	0.201	53.23
8	1.94	903.94	27.75	0.176	59.04
10	1.67	903.67	30.29	0.160	64.45
12	1.48	903.48	31.37	0.149	66.74

III.7 Choix de la largeur optimale

Cette étude technico-économique vise à déterminer la largeur optimale du déversoir en analysant cinq largeurs différentes pour tracer la courbe d'optimisation et identifier le point optimal. Cela permettra de définir la longueur définitive du déversoir. Les étapes sont les suivantes :

- Calcule le niveau de la crête de la digue en tenant compte de la revanche, puis on détermine le volume de remblais pour chaque variante.
- Calcule le volume du béton des différentes ouvrages d'évacuateur de crue pour chaque largeur.

- Multiplier les volumes de béton et de remblais des différentes variantes par leurs prix unitaires respectifs. À partir de ces données, en construire la courbe d'optimisation

III.7.1 Volume et cout de remblai :

III.7.1.1 Revanche (hauteur de montée de la vague) :

C'est la tranche d'eau compris entre la crête du barrage et la cote des plus hautes eaux. Elle est en fonction de la hauteur H_v des vagues, de la vitesse du vent U et la vitesse de propagation des vagues V_v dans la retenue (**b. benlaoukli**)

Les formules les plus utilisé sont :

✓ **Formule de STEVENSON :**

$$F = 0.445 \text{ km} < 18 \text{ km}$$

$$R_v = 0.75 H_v + \frac{V_v^2}{2g} \quad (III.62)$$

$$H_v = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{\frac{1}{4}} \quad (III.63)$$

$$V_v = 1.5 + 2H \quad (III.64)$$

Avec

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

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

H_v : hauteur de la vague (m).

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

✓ **Formule de Mallet et Pacquant :**

$$R_v = 0.75 H_v + \frac{V_v^2}{2g} \quad (III.65)$$

$$H_v = 0.5 + \frac{1}{3} F^{0.5} \quad (III.66)$$

✓ **Formule simplifiée :**

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \quad (III.67)$$

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

Tableau III.46 : calcul de la revanche

Formule	H_v (m)	V_v (m/s)	Revanche (m)
Stevenson	0.76	3.02	1.03
Mallet et Pacquant	0.72	2.94	0.98
Simplifié	/	/	1.2

Chapitre III : Etude Hydrologique

On prend la valeur de $R = 1\text{ m}$ car elle est plus proche de moyenne

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

$$Hb = NNR - Cf + a + R + Hd \quad (III.68)$$

Hd : hauteur déverser

NNR niveau normale de la retenue [902 m].

Cf : cote inférieure [890 m].

a : coefficient de sécurité (m), $a = 0.5\text{ m}$

R : la revanche ($R = 1\text{ m}$)

Tableau III.47 : résultat de calcul de la hauteur Hb

b (m)	Hd (m)	Revanche (m)	Hb (m)
4	3.08	1	16.58
6	2.35	1	15.85
8	1.94	1	15.44
10	1.67	1	15.17
12	1.48	1	14.98

III.7.1.2 Calcul de la largeur en crête :

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

$$bcr = 1.65Hb^{\frac{1}{2}} \quad (III.69)$$

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

$$bcr = 1.1Hb^{\frac{1}{2}} + 1 \quad (III.70)$$

- **Formule pratique**

$$bcr = \left(\frac{5}{3}\right)Hb^{\frac{1}{2}} \quad (III.71)$$

- **Formule Simplifié**

$$bcr = 3.6Hb^{\frac{1}{3}} - 3 \quad (III.72)$$

Tableau III.48 : résultat de calcul de la largeur en crête du barrage

Formule	Bd = 4 (m)	Bd = 6 (m)	Bd = 8 (m)	Bd = 10 (m)	Bd = 12 (m)
Knapen	6.72	6.57	6.48	6.43	6.39
pratique	6.79	6.64	6.55	6.49	6.45
Simplifié	6.18	6.04	5.96	5.91	5.87
Preece	5.48	5.38	5.32	5.28	5.26

La longueur en crête par rapport à l'axe défini de la digue est: $L = 272.23$

On opte pour une largeur en crête $b = 6.5\text{ m}$ Pour faciliter une bonne circulation sur la crête de la digue.

Chapitre III : Etude Hydrologique

III.7.2 Coût de la digue pour chaque variante :

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

$$Vt = \sum Sm = \sum \frac{Si+Si+1}{2} \times Li \quad (III.73)$$

Sachant que ;

$$Si = Hi \times \frac{Bi + bc}{2} \quad (III.74)$$

$$Bi = H \times (m_{\text{amont}} + m_{\text{aval}}) + bc \quad (III.75)$$

Avec ;

Vt : volume totale du remblai [m3].

Si : aire de la section transversale correspondante à la coupe i [m2].

Hi : : Hauteur de la tranche au point i , Li : longueur entre deux coupes déterminer [m].

Bi : la largeur de base [m].

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

Tableau III.49 : volume de la digue pour $b = 6 \text{ m}$

Coupe	Hi (m)	Bi (m)	Si (m ²)	Sm (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)	Vt (m ³)
0	0	6.5	0	0	0	0	97002.21
1--1	3.28	24.54	51.726	25.86	24.11	623.55	
2--2	4.57	31.635	88.281	70.003	20	1400.07	
3--3	7.37	47.035	199.119	143.7	30	4310.99	
4--4	11.07	67.385	411.721	305.42	30	9162.6	
5--5	14.77	87.735	699.618	555.7	40	22226.78	
6--6	15.85	93.675	797.849	748.73	27.2	20365.56	
7--7	11.81	71.455	463.277	630.56	42.8	26988.1	
8--8	6.8	43.9	173.060	318.17	30	9545.052	
9--9	3.05	23.275	46.169	109.61	20	2192.3	
10	0	6.5	0	23.08	8.11	187.22	

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

Chapitre III : Etude Hydrologique

Tableau III.50 : volume et coût du remblai de la digue

Largeur (m)	Bd = 4	Bd= 6	bd = 8	bd = 10	bd = 12
Volume de remblai (m ³)	108632.51	97002.21	90799.32	86843.80	84121.84
Coût (DA)	65179504.95	58201327.87	54479592.32	52106279.26	50473103.7

III.7.3 Volume et coût du béton de l'évacuateur de crue :

III.7.3.1 Canal d'approche :

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

$$V = Lc \times H_{canal} \times e \quad (III.76)$$

$$H_{canal} = hd + p + R \quad (III.77)$$

Avec

Lc : Longueur du canal en [L = 25.17 m].

Hcanal : hauteur du canal en [m]

p : hauteur de la pelle et

R : la revanche [R=1 m].

Tableau III.51 : coût du canal d'approche

Bd (m)	Hd (m)	Hca (m)	V (m ³)	Coût (DA)
4	3.08	5.08	51.15	2301750
6	2.35	4.35	43.80	1971000
8	1.94	3.94	39.40	1785150
10	1.67	3.67	36.85	1662750
12	1.48	3.48	35.22	1576800

III.7.3.2 Section de déversement :

Le déversoir frontal est la partie de l'ouvrage qui régule les débits passant à travers l'évacuateur. Par conséquent, une conception correcte de cette composante est essentielle pour assurer son bon fonctionnement. Le profil sélectionné pour le seuil du déversoir est de type WES qui est présenté par l'équation $X^{1,85} = 2H_d^{0,85}y$ a paroi amont verticale

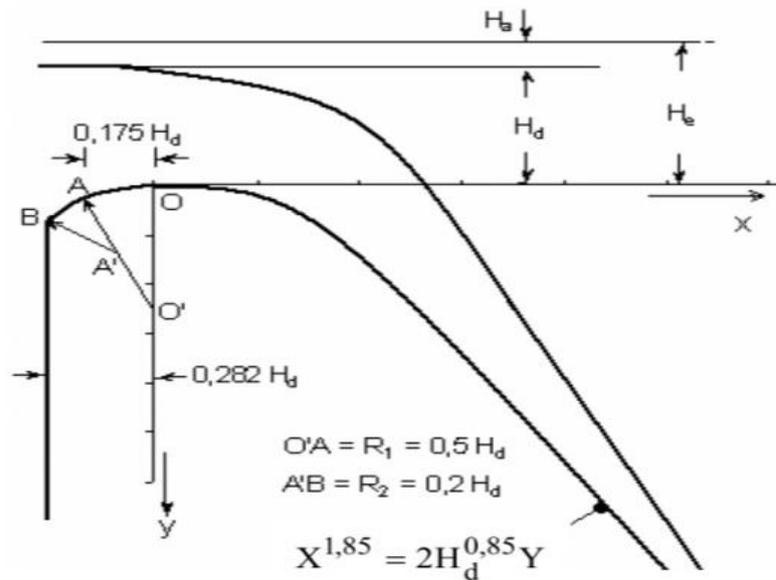


Figure III.22 : Schéma du profil WES a paroi amont verticale

Les hauteurs du parement amont (P) et du parement aval (P*) du déversoir peuvent être déterminées à l'aide des formules suivantes :

$$P' = \left(Y1 + \frac{Qd^2}{18,46Y1 \times B^2} \right) \quad (III.78)$$

$$Y1 = \sqrt[3]{\frac{Qd^2}{88,9 B^2}} \quad (III.79)$$

Avec ;

Qd : Débit déverser [m³/s].

Y1 : Profondeur de l'eau au pied du déversoir[m].

Les résultats de calcul du profil aval du déversoir sont obtenus en appliquant la formule [III.78]. On sélectionne des valeurs de X pour obtenir les valeurs correspondantes de Y jusqu'à ce que Y soit égal ou supérieur à la hauteur du parement aval P* (annexe A).

Le prix unitaire du béton est estimé de 45000 DA, les résultats de calcul pour les différentes largeurs sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau III.52 : coût de déversoir

Bd (m)	Hd (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coût (DA)
4	3.08	9.69	38.76	1744200
6	2.35	6.84	41.04	1846800
8	1.94	4.6	36.8	1656000
10	1.67	4.02	40.2	1809000
12	1.48	3.16	37.92	1706400

III.7.3.3 Coursier :

Le coursier est un canal à section transversale rectangulaire, calculée pour assurer l'évacuation des eaux en écoulement libres, le calcul du volume de coursier nécessite la détermination de surface des murs et radier.

$$Sr = bcoursier \times er \tag{III.80}$$

$$bcoursier = Q_l^{0.4} \tag{III.81}$$

$$Smur = hmur \times e \tag{III.82}$$

L'épaisseur varie entre [0.5-1].

Tableau III.53 : cout du coursier

Bd (m)	Hd (m)	Ql (m ³ /s)	S _{radier} (m ²)	S _{mur} (m)	V(m ³ /s)	Cout (DA)
4	3.08	20.76	2.69	4.11	550.80	24786000
6	2.35	25.02	2.9	3.78	541.08	24348600
8	1.94	27.75	3.02	3.86	557.28	25077600
10	1.67	30.29	3.13	3.96	574.29	25843050
12	1.48	31.37	3.18	3.99	580.77	26134650

III.7.4 Cout totale de la retenue :

Tableau III.54 : cout totale de la retenue

Bd (m)	Cout total de béton [Évacuateur (DA)]	Cout de remblai [digue (DA)]	Cout total (DA)
4	28831950	65179504.95	94011454.95
6	28166400	58201327.87	86367727.87
8	28518750	54479592.32	82998342.32
10	29314800	52106279.26	81421079.26
12	29417850	50473103.7	79890953.7

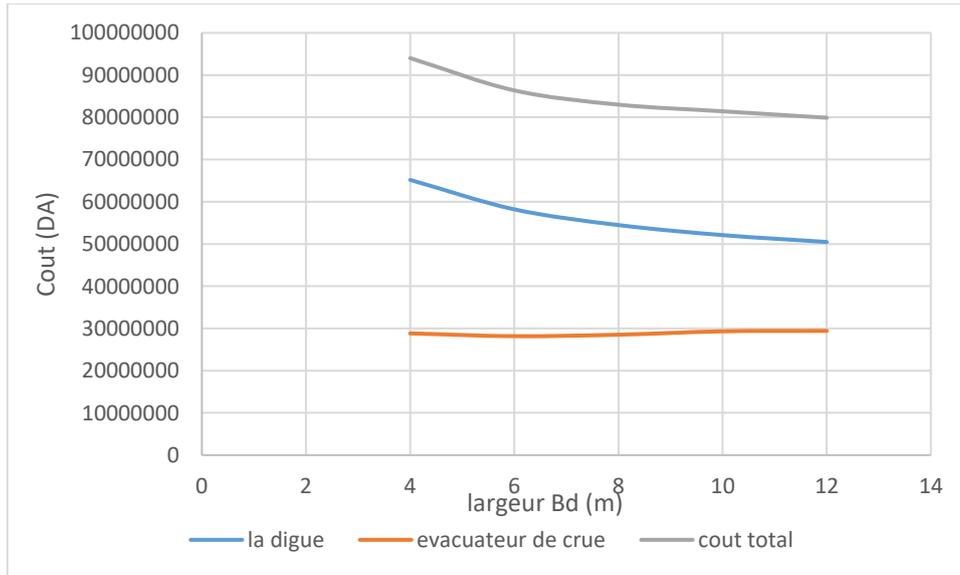


Figure III.23 : courbe d'optimisation

D'après la courbe d'optimisation et selon le coût total optimal, nous constatons que la largeur optimale est $bd = 12\text{m}$ correspondants à une lame déversant $hd = 1.48\text{ m}$

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons calculé les caractéristiques hydrologiques et les paramètres nécessaires pour caractériser la retenue collinaire, ce qui nous permettra de poursuivre l'étude du dimensionnement de la digue. À la fin de ce chapitre, nous avons également réalisé une étude d'optimisation pour choisir une largeur déversant optimale, afin de minimiser le coût de l'évacuateur de crue tout en assurant la sécurité de la retenue.

Chapitre IV : Choix et conception de variante de la digue

Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de déterminer la meilleure variante de la digue qui s'ajuste parfaitement à notre projet. Cette analyse s'appuie sur des critères de sélection techniques, tels que les conditions géologiques, topographiques et géotechnique du site ainsi que les résultats de l'étude hydrologique. Parallèlement avec les considérations économiques.

Une fois la variante la plus adéquate choisie, une conception détaillée sera réalisée pour garantir la sécurité, la durabilité et l'efficacité de la digue.

IV.1 Aperçu générale

La diversité des types des barrages est vaste, et chaque ouvrage est unique, nécessitant une analyse préalable et une conception sur mesure. On peut classer les barrages en deux grandes catégories : les barrages rigides et les barrages souples. Les barrages rigides, fabriqués en béton ou en maçonnerie, offrent une structure robuste et stable. En contraste, les barrages souples, construits en enrochement ou en terre, présentent une flexibilité qui permet de mieux s'adapter aux différentes conditions géologiques.

IV.2 Les barrages en remblais

Barrage homogène : Un barrage en terre homogène est construit en utilisant un seul type de matériau meuble, capable de fournir à la fois étanchéité et résistance grâce à sa faible perméabilité. La terre est généralement mise en place par compactage. Pour améliorer la performance de ces barrages, un système de drainage est souvent ajouté afin de gérer efficacement l'écoulement de l'eau.

Barrage a noyau étanche (zonée) : Souvent, l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettent pas la construction d'une digue homogène et étanche. Une solution courante consiste à concevoir une digue en plusieurs zones, chacune utilisant un matériau différent. L'étanchéité est généralement assurée par un noyau imperméable fait de terres argileuses, d'argile, de terres caillouteuses ou d'autres matériaux à faible perméabilité. Cette méthode permet de réduire les volumes de matériaux nécessaires et d'optimiser l'utilisation des ressources disponibles sur le site.

Barrage a masque en béton : La réalisation d'une digue à noyau étanche peut présenter des difficultés telles que l'indisponibilité de matériaux conformes et la difficulté de mise en œuvre,

Le masque amont est une paroi étanche posée sur le talus amont du barrage, il peut être de nature très différente : béton armé, matériel bitumineux, "bâche" et même tôle d'acier. Le corps du barrage assurant la stabilité peut être en matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable. (Cours de barrage ensa Oujda).

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

IV.3 Méthodologie et Critère de sélection :

Les principales critères prend on considération pour le choix du type de barrage sont les suivants :

Données topographiques : un site de barrage est idéalement situé sur un verrou, c'est-à-dire un rétrécissement de la vallée situé immédiatement en aval d'une cuvette naturelle.

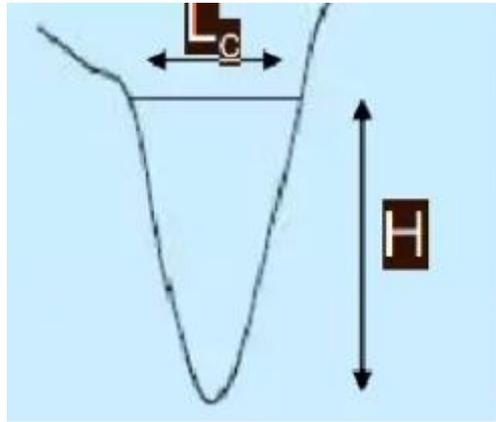


Figure IV.1 : rapport (L/H) pour classer les vallées

On peut réduire la forme d'une vallée à deux caractéristiques : La longueur relative sur la hauteur (L/H) qui fournit une formation pour classer les vallées :

- Vallée très étroite $(L_c/H) < 3$ barrage voute
- Vallée étroite $3 < (L_c/H) < 6$ barrages poids
- Vallée large $(L_c/H) > 6$ barrage en remblai

Qualité et disponibilités des matériaux de construction : Le choix du type de barrage dépend largement de la disponibilité des matériaux de construction dans le site, ou à proximité, tant en termes de qualité et quantité.

Condition Géologique et géotechnique (la fondation, cuvette) : Des caractéristiques géologiques, telles que la nature du sous-sol et la stratification des roches, permettent de déterminer le type de fondation approprié pour le barrage. De plus, les propriétés géotechniques des sols, y compris la capacité portante, la perméabilité, la cohésion et l'angle de frottement, sont essentielles pour évaluer la stabilité et l'efficacité de la structure.

La sismicité du site doit également être prise en compte, car des zones sujettes aux tremblements de terre nécessitent des conceptions spécifiques pour résister aux secousses sismiques.

Étant donné que notre vallée est large et que les matériaux de construction sont disponibles en quantité et qualité suffisantes, nous privilégions une digue en remblai. Il nous reste maintenant à choisir la variante la plus économique entre :

- Digue en terre homogène.
- Digue zonée (noyau étanche en argile).

Chapitre IV : Choix et conception de variante de la digue

IV.4 Présentation de la digue :

Pour les besoins de calculs, certaines grandeurs du barrage sont choisies suivant les différentes pratiques de construction de barrages. Des hypothèses et des simplifications nécessaires aux calculs sont introduites.

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

- Revanche $R = 1\text{ m}$
- Hauteur de retenue $H_r = 15\text{ m}$
- Largeur en crête $b = 6.5\text{ m}$

IV.4.1 Talus et revêtements

Les pentes des talus de la digue sont déterminées en fonction des exigences de stabilité mécanique du massif et de ses fondations, en tenant compte des conditions géotechniques spécifiques du site. Cependant, ces pentes seront ultérieurement validées par une étude de stabilité approfondie.

Tableau IV.1 : Détermination des pentes des talus.

Hauteur de Barrage (m)	Type de barrage	Pentes des talus	
		Amont (m_1)	Aval (m_2)
<5m	• Homogène	1/2,5	1/2
	• Zoné	1/2	1/2
5 à 10m	• Homogène, granularité étendue	1/2	1/2
	• Homogène à fort pourcentage d'argile	1/2,5	1/2
	• Zoné	1/2	1/2,5
10m à 20m	• <i>Homogène, granularité étendue</i>	1/2,5	1/2,5
	• <i>Homogène à fort pourcentage d'argile</i>	1/3	1/2,5
	• Zoné	1/2,5	1/2,5

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

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

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

Chapitre IV : Choix et conception de variante de la digue

Les talus doivent être protégés contre le batillage des vagues et aussi contre les dangers d'érosion générée par les eaux de ruissellements :

- **Talus aval** : Le talus aval sera protégé contre les dangers d'érosion générée par les eaux de ruissellements de pluie avec une couche en tout venant d'oued sur une épaisseur de 45 cm.
- **Talus amont** : pour la protection du talus amont contre le batillage des vagues et aussi contre les dangers d'érosion générée par les eaux de pluie par ; une couche inférieure de transition travaillant comme un filtre ($e = 15$ cm), la deuxième couche est pierres caillouteuses d'une épaisseur de $e_2 = 20$ cm, Enfin une troisième couche de pierres rocheuses, on détermine l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales du bloc par les méthodes suivantes :

IV.4.1.1 Méthode de (TVA)

Le calcul de l'épaisseur sera par la formule suivante :

$$e = G_s \times V^2 \quad (IV.1)$$

Avec ;

V ; vitesse de propagation déterminée par la formule de gaillard ($v = 3.02$ m/s).

G_s : coefficient qui dépend de la pente et du poids volumique des grains solides

(Poids spécifique, G_s) de la roche.

Tableau IV.3 : Détermination du coefficient C

Pente du talus	Valeurs de c pour différents poids spécifiques.		
	$G_s = 2,50 \text{ t/m}^3$	$G_s = 2,65 \text{ t/m}^3$	$G_s = 2,80 \text{ t/m}^3$
1 : 4	0,027	0,024	0,022
1 : 3	0,028	0,025	0,023
1 : 2	0,031	0,028	0,026
1 : 1,5	0,036	0,032	0,030
1 : 1	0,047	0,041	0,038

D'après le tableau précédent et que la valeur de $G_s = 0.025$ qui correspondant à une pente de talus 1/3 la valeur final de l'épaisseur de roche est $e = 0.23$ cm

IV.4.1.2 Méthode de US Engineers

Les ingénieurs de l'US Army Corps of Engineers s'appuient fréquemment sur un tableau de référence pour déterminer l'épaisseur minimale nécessaire de la couche d'enrochement et les dimensions minimales des blocs, en fonction de la hauteur des vagues.

Chapitre IV : Choix et conception de variante de la digue

Tableau IV.4 : détermination de l'épaisseur des roches par la méthode l'US Army Corps of Engineers en fonction de hauteur de la vague

Hauteur de la vague (m)	Épaisseur de la couche (m)	D ₅₀ minimal (m)
0,0 ÷ 0,30	0,30	0,20
0,30 ÷ 0,60	0,40	0,25
0,60 ÷ 1,20	0,45	0,30
1,20 ÷ 1,80	0,55	0,40
1,80 ÷ 2,40	0,70	0,45
2,40 ÷ 3,00	0,80	0,55

Selon les indications du tableau et pour une hauteur de vague de $0,62 < H_v = 0,77 < 1,2$ nous avons opté pour une épaisseur de 0,45 m, ce qui correspond à un D₅₀ minimum de 0,3 m.

Enfin et à partir des deux méthodes la troisième couche de pierres rocheuses et d'une épaisseur de $e_3 = 45$ cm pour un diamètre $D_{50} = 30$ cm

IV.5 Variante 01 : digue en terre homogène (argile) :

IV.5.1 Disposition des drains et filtres.

La charge hydraulique située en amont du remblai (le réservoir) provoque une infiltration d'eau à travers le barrage et ses fondations. Bien que des mesures d'étanchéité soient mises en place avec soin, ces infiltrations peuvent compromettre la stabilité de la structure. Pour y remédier, un dispositif de drainage est souvent prévu, généralement accompagné par des filtres.

Le système de drainage de la digue est constitué d'un tapis filtrant placée sur la partie aval de la digue avec une prisme de drainage

IV.5.1.1 Drain horizontal (tapis drainant) :

Ce système de drainage est le plus efficace pour une digue. Il consiste en une bande drainante placée sur la partie aval du massif, en contact avec la fondation. Ce type de drainage assure l'évacuation de l'eau tant du massif que de la fondation, et a l'avantage de réduire la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

Pour son dimensionnement on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0.80$ m ; par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre. La longueur est déterminée par la formule suivante :

$$Ltd = (0.25 - 0.33) \times B \quad (IV.2)$$

Avec ;

Ltd : la longueur du drain tapis [m].

B : Longueur de la base de la retenue [B = 89m].

On prend Ltd = 30 m

IV.5.1.2 Prisme de drainage :

Pour des raisons de sécurité, il est courant de combiner les deux variantes du prisme de drainage et du tapis interne. De cette manière, le prisme de drainage est prolongé à l'intérieur du massif par un drain tapis interne, assurant une évacuation optimale de l'eau.

La forme est prismatique définie par les caractéristiques géométriques suivantes :

$$H_{pr} = 0.2 \times H_b = 0.2 \times 15 = 3 \text{ m}$$

- Hauteur de prisme $H_{pr} = 3 \text{ m}$
- Côte en crête 893 m NGA
- Largeur en crête $b_{pr} = 3.00 \text{ m}$
- Talus amont $m_p = 1 : 1.5$
- Talus aval $m_p = 1 : 2.5$

Selon l'agence national du barrage et transfert (ANBT), la largeur de prisme de drainage doit être de 3 m pour faciliter les travaux de compactage.

IV.6 Variante 02 : Digue a zones (noyau en argile) :

Les barrages zonés sont d'une conception bien plus récente et moderne que les barrages simples en terre. Ils séparent les fonctions principales dans des matériaux distincts :

Une zone centrale, appelée noyau, assure le rôle d'étanchéité. Placée au cœur du remblai, elle est constituée de matériaux argileux, imperméable. Le noyau est généralement d'épaisseur variable, plus épais à la base à cause des pressions interstitielles plus fortes, des recharges à l'amont et à l'aval du noyau en zone centrale. Ces massifs plus perméables que le noyau sont réalisés en enrochements, ou en terre plus grossière. Pour éviter que les particules fines d'argile ne migrent dans les recharges sous l'effet des pressions d'eau qui règnent dans l'ouvrage et donc se prémunir contre des phénomènes d'érosion interne, le noyau est entouré par des couches filtrantes (comité française des barrages).

IV.6.1 Dimensionnement détailler du noyau

Pour faire un dimensionnement détailler du noyau on va calculer les grandeurs suivantes :

- Hauteur et la cote en crête du noyau
- La largeur minimum en crête et la largeur en base du noyau
- Les pentes de talus (amont et aval).
- La clé d'étanchéité.
- **Hauteur du noyau**

$$H_n = H_r - (1 \div 1.5) \quad (IV.3)$$

$$H_n = 15 - 1 = 14 \text{ m avec}$$

H_r : hauteur totale de la retenue

H_n : hauteur du noyau

- **La largeur en crête $b_{c,n}$**

$$b_{c,n} = (1/6) \times H_r \quad (IV.4)$$

$$b_{c,n} = (1/6) \times 15 = 2.49 \approx 3\text{m}$$

- **La largeur en base B_{base}**

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

$$\frac{\Delta H}{B_{moy}} \leq I_a \quad (IV.5)$$

Avec ;

I_a : gradient hydraulique admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau (notre ouvrage appartient a classe III donc $I_a = 1.8$)

ΔH : différence de la charge hydraulique ($\Delta H = H_{amont} - H_{aval}$)

B_{moy} : la largeur moyenne en [m]

AN ;

$$B_{moy} \leq \frac{12}{1.8} = 6.66 \approx 6.7\text{m}$$

$$B_{base} = 2 * B_{moy} - B_{c,n} = 10.4\text{m}$$

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

$$B_{max} = (0.8 - 1.2) H_r$$

$$B_{min} = C * H_n + 6 \quad \text{avec } 0.15 < c < 0.3$$

$$B_{min} = 10.2 < B_{moy} = 12 < B_{max} = 13.05$$

- **Pente des talus (noyau) :**

La pente des talus amont et aval est donnée par :

$$m = m_4 = \frac{B_{base} - b_{c,n}}{2H_n} = 0.35 \quad (IV.6)$$

Avec ;

m, m_4 :pente du talus

$B_{moy} - b_{c,n}$; largeur en en base et en crête respectivement en [m].

H_n : hauteur du noyau [m].

IV.6.2 Clé d'étanchéité :

Elle est fabriquée avec le même matériau imperméable que le noyau, est prolongée pour garantir une continuité dans l'étanchéité.

La clé d'étanchéité a une profondeur de 5 m à travers la largeur de l'oued. Sa forme trapézoïdale présente une largeur de base de 4,0 m et un coefficient de pente de 1,5.

Chapitre IV : Choix et conception de variante de la digue

IV.6.3 Drain horizontal (tapis drainant) :

La longueur est déterminée par les formules suivantes :

$$Ltd = (0.25 - 0.33) \times B \quad (IV.7)$$

Avec.

Ltd : la longueur du drain tapis [m].

B : Longueur de la base de la retenue [B = 81.5m].

On prend Ltd = 27 m

IV.6.4 Prisme de drainage :

La forme est prismatique définie par les caractéristiques géométriques suivantes :

$$Hpr = 0.2 \times Hb = 0.2 \times 15 = 3 \text{ m}$$

- Hauteur de prisme Hpr = 3m
- Côte en crête 893 m NGA
- Largeur en crête bpr = 3.00 m
- Talus amont m_p = 1 : 1.5
- Talus aval m_p = 1 : 2.5

IV.7 Calcul des volumes et cout des différente matériaux pour chaque variante :

IV.7.1 Digue en terre homogène

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

Tableau IV.5 : Volume total du corps de la retenue (recharge en argile) :

coup	Hi (m)	Surface unitaire (m ²)	Surface Moyenne(m ²)	Volume(m ³)
0	0	0.00	0.000	0.00
1--1	2.43	32.64	16.320	393.49
2--2	3.72	63.17	47.903	958.07
3--3	6.52	160.91	112.040	3361.19
4--4	10.22	356.22	258.566	7756.98
5--5	13.92	626.82	491.518	19660.71
6--6	15	720.00	673.409	18316.72
7--7	10.96	404.31	562.157	24060.33
8--8	5.95	137.52	270.917	8127.51
9--9	2.2	28.16	82.840	1656.79
10	0	0.00	14.080	114.19
			Total	84405.97

Chapitre IV : Choix et conception de variante de la digue

- Volume pour la protection des talus

Tableau IV.6 : volume de protection talus amont (sable, e = 15 cm)

coup	Hi (m)	Surface unitaire (m ²)	Surface Moyenne(m ²)	Volume(m ³)
0	0	0	0	0
1--1	2.43	1.15	0.576	13.90
2--2	3.72	1.76	1.459	29.17
3--3	6.52	3.09	2.429	72.86
4--4	10.22	4.85	3.970	119.11
5--5	13.92	6.60	5.725	229.01
6--6	15	7.12	6.859	186.56
7--7	10.96	5.20	6.157	263.52
8--8	5.95	2.82	4.011	120.32
9--9	2.2	1.04	1.933	38.66
10	0	0	0.522	4.23
			total	1077.335

Tableau IV.7 : volume de protection talus amont (gravière = 20 cm)

coup	Hi (m)	Surface unitaire (m ²)	Surface Moyenne(m ²)	Volume(m ³)
0	0	0	0	0
1--1	2.43	1.54	0.768	18.53
2--2	3.72	2.35	1.945	38.90
3--3	6.52	4.12	3.238	97.15
4--4	10.22	6.46	5.294	158.81
5--5	13.92	8.80	7.634	305.35
6--6	15	9.49	9.145	248.75
7--7	10.96	6.93	8.209	351.36
8--8	5.95	3.76	5.347	160.42
9--9	2.2	1.39	2.577	51.55
10	0	0	0.696	5.64
			total	1436.446

Chapitre IV : Choix et conception de variante de la digue

Tableau IV.8 : volume de protection talus amont (enrochement, e = 45cm)

coup	Hi (m)	Surface unitaire (m ²)	Surface Moyenne(m ²)	Volume(m ³)
0	0	0	0	0
1--1	2.43	3.46	1.729	41.69
2--2	3.72	5.29	4.376	87.52
3--3	6.52	9.28	7.286	218.58
4--4	10.22	14.54	11.911	357.32
5--5	13.92	19.81	17.176	687.04
6--6	15	21.35	20.577	559.69
7--7	10.96	15.60	18.471	790.55
8--8	5.95	8.47	12.032	360.95
9--9	2.2	3.13	5.799	115.98
10	0	0	1.565	12.69
			total	3232.004

Tableau IV.9 : volume de protection talus aval (TVO, e = 45cm)

coup	Hi (m)	Surface unitaire (m ²)	Surface Moyenne(m ²)	Volume(m ³)
0	0	0	0	0
1--1	2.43	2.94	1.472	35.49
2--2	3.72	4.51	3.726	74.52
3--3	6.52	7.90	6.204	186.11
4--4	10.22	12.38	10.142	304.25
5--5	13.92	16.87	14.625	584.99
6--6	15	18.17	17.521	476.56
7--7	10.96	13.28	15.727	673.13
8--8	5.95	7.21	10.245	307.34
9--9	2.2	2.67	4.938	98.75
10	0	0	1.333	10.81
			total	2751.952

IV.7.2 Digue a zones (noyau en argile):

- **Noyau**

Pour éviter que les particules fines d'argile ne migrent dans les recharges sous l'effet des pressions d'eau, le noyau est entouré par une couche filtrante

$$V_{\text{couche filetrant}} = 2561.97 \text{ m}^3$$

Chapitre IV : Choix et conception de variante de la digue

Tableau IV.10 : volume d'argile du noyau

coup	Hi (m)	Surface unitaire (m ²)	Surface Moyenne(m ²)	Volume(m ³)
0	0	0	0	0
1--1	1.43	5.01	2.503	60.34
2--2	2.72	10.75	7.878	157.55
3--3	5.52	27.22	18.987	569.61
4--4	9.22	57.41	42.319	1269.56
5--5	12.92	97.18	77.299	3091.94
6--6	14	110.60	103.892	2825.87
7--7	9.96	64.60	87.600	3749.29
8--8	4.95	23.43	44.013	1320.40
9--9	1.2	4.10	13.765	275.30
10	0	0	2.052	16.64
			total	13336.51

- **Recharge**

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

$$V_{\text{recharge}} = 78694.21 - 13336.51 = 65357.7 \text{ m}^3$$

Tableau IV.11 : calcul le volume total de la digue

coup	Hi (m)	Surface unitaire (m ²)	Surface Moyenne(m ²)	Volume(m ³)
0	0	0	0	0
1--1	2.43	31.16	15.582	375.69
2--2	3.72	59.71	45.435	908.71
3--3	6.52	150.29	104.996	3149.88
4--4	10.22	330.11	240.196	7205.88
5--5	13.92	578.38	454.241	18169.64
6--6	15	663.75	621.063	16892.91
7--7	10.96	374.28	519.017	22213.93
8--8	5.95	128.67	251.476	7544.29
9--9	2.2	26.95	77.809	1556.19
10	0	0	13.475	109.28
			total	78126.40076

Chapitre IV : Choix et conception de variante de la digue

- Protection des talus

Tableau IV.12 : Tableau volume de protection talus amont (sable, e = 15 cm)

coup	Hi (m)	Surface unitaire (m ²)	Surface Moyenne(m ²)	Volume(m ³)
0	0	0	0	0
1--1	2.43	0.98	0.491	11.83
2--2	3.72	1.50	1.242	24.84
3--3	6.52	2.63	2.068	62.04
4--4	10.22	4.13	3.381	101.42
5--5	13.92	5.62	4.875	195.00
6--6	15	6.06	5.840	158.85
7--7	10.96	4.43	5.242	224.38
8--8	5.95	2.40	3.415	102.45
9--9	2.2	0.89	1.646	32.92
10	0	0	0.444	3.60
			total	917.3173

Tableau IV.13 : volume de protection talus amont (gravière = 20 cm)

coup	Hi (m)	Surface unitaire (m ²)	Surface Moyenne(m ²)	Volume(m ³)
0	0	0	0	0
1--1	2.43	1.31	0.654	15.78
2--2	3.72	2.00	1.656	33.12
3--3	6.52	3.51	2.757	82.72
4--4	10.22	5.50	4.507	135.22
5--5	13.92	7.50	6.500	260.00
6--6	15	8.08	7.787	211.80
7--7	10.96	5.90	6.990	299.17
8--8	5.95	3.20	4.553	136.59
9--9	2.2	1.18	2.194	43.89
10	0	0	0.592	4.80
			total	1223.09

Chapitre IV : Choix et conception de variante de la digue

Tableau IV.14 : volume de protection talus amont (enrochement, e = 45cm)

coup	Hi (m)	Surface unitaire (m ²)	Surface Moyenne(m ²)	Volume(m ³)
0	0	0	0	0
1--1	2.43	2.94	1.472	35.49
2--2	3.72	4.51	3.726	74.52
3--3	6.52	7.90	6.204	186.11
4--4	10.22	12.38	10.142	304.25
5--5	13.92	16.87	14.625	584.99
6--6	15	18.17	17.521	476.56
7--7	10.96	13.28	15.727	673.13
8--8	5.95	7.21	10.245	307.34
9--9	2.2	2.67	4.938	98.75
10	0	0	1.333	10.81
			total	2751.952

Tableau IV.15 : volume de protection talus aval (TVO, e = 45cm)

coup	Hi (m)	Surface unitaire (m ²)	Surface Moyenne(m ²)	Volume(m ³)
0	2.43	0	0	0
1--1	3.72	2.94	1.472	35.49
2--2	6.52	4.51	3.726	74.52
3--3	10.22	7.90	6.204	186.11
4--4	13.92	12.38	10.142	304.25
5--5	15	16.87	14.625	584.99
6--6	10.96	18.17	17.521	476.56
7--7	5.95	13.28	15.727	673.13
8--8	2.2	7.21	10.245	307.34
9--9	0	2.67	4.938	98.75
10		0	1.333	10.81
			total	2751.952

Chapitre IV : Choix et conception de variante de la digue

IV.7.3 Cout final pour chaque variant :

Tableau IV.16 cout préliminaire pour chaque variant

variante	matériaux	quantité (m3)	prix (DA)	cout (DA)	cout total (DA)
	recharge (argile)	84405.9669	700	59084176.83	
	sable	1077.334548	1500	1616001.823	
	gravier	1436.446065	1500	2154669.097	85583557.18
digue homogène	enrochement (rip-rap)	3232.003645	2000	6464007.291	
	TVO	2751.951941	700	1926366.358	
	drain et filtre	7965.7421	1800	14338335.78	
	noyau (inclus clé étanchéité	15173.66559	800	12138932.47	
	recharge	64789.89217	700	45352924.52	
	sable	917.3173135	1500	1375975.97	
digue zonée	gravier	1223.089751	1500	1834634.627	87082611.95
	enrochement	2751.951941	2000	5503903.881	
	TVO	2751.951941	700	1926366.358	
	drain et filtre	10527.70785	1800	18949874.13	

IV.7.4 Choix final de la variante

Après avoir mené une analyse technico-économique des deux variantes, en tenant compte des critères de sélection discutés précédemment, nous avons constaté que les coûts sont proches. Étant donné que les matériaux locaux (argile) nécessaires pour la construction sont disponibles en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume de la digue). Par conséquent, nous avons décidé d'opter pour une digue homogène. Cette décision nous permet de maximiser l'utilisation des ressources locales, ce qui réduit les frais de transport et de traitement, tout en garantissant l'efficacité de la digue. Cette variante homogène facilitera également les phases ultérieures de conception et de construction, permettant de compléter notre projet de manière optimale.

IV.8 Conception détaillée de la digue (digue homogène en argile) :

Dans cette partie, nous avons choisi de fournir une description approfondie des différentes dimensions essentielles de la digue, couvrant à la fois sa conception, les aspects liés à l'infiltration et l'analyse de stabilité. Cette description englobe tous les éléments nécessaires pour assurer le bon fonctionnement de la structure.

Tableau IV.17 : détaille générale de la digue

Paramètre	Insigne	Valeur
Hauteur de la retenue	Hr	15 m
La Revanche	R	1 m
Largeur en crête	b	6.5 m
Longueur en crête	Lc	272.22 m
Pente du talus	m _{amont} , m _{aval}	1 :3 / 1 :2.5

IV.8.1 Description de la digue et l'ensemble du système de drainage :

IV.8.1.1 Protection :

- **La crête** : La largeur de la crête d'un remblai est choisie en tenant compte de la taille du barrage. Dans tous les cas, la largeur de la crête du remblai doit être conçue pour permettre le passage en toute sécurité des engins et équipements utilisés pour la construction du barrage. Il est toujours préférable d'adopter la largeur de crête la plus large possible. Pour réduire l'érosion, toutes les crêtes doivent avoir une pente transversale pour drainer les eaux de pluie vers le réservoir via la pente amont du remblai. Dans notre cas on opte pour une pente de 2% et un revêtement constitué de mélange gros graviers bitumineux.
- **Talus amont** : est principalement protégée contre l'action des vagues provoquées par l'eau dans le réservoir. Cependant, différentes méthodes peuvent être utilisées pour protéger la pente amont :
 - Enrochement
 - Dalle en béton
 - Clôture en acier
 - Revêtement bitumineux

L'enrochement s'avère plus économique lorsque des roches appropriées sont disponibles en grande quantité à proximité. Ce procédé consiste à placer un mélange hétérogène de roches de formes irrégulières sur une couche de gravier et un filtre de sable ou de géotextile. Les plus petites roches comblent les espaces entre les plus grandes, formant ainsi une structure imbriquée et stable.

Cependant, l'épaisseur de l'enrochement doit être soigneusement dimensionnée, avec une épaisseur d'environ 0,3 m et il devrait s'étendre jusqu'à 1 m au-dessus du filtre pour résister à l'érosion causée par les vagues. Le filtre empêche le lessivage des particules fines du sol à travers les interstices entre les roches, tout en assurant que la taille et le poids des roches soient suffisants pour dissiper l'énergie des vagues les plus fortes et maintenir l'intégrité de l'ensemble.

- **Talus aval** : Pour protéger le talus aval, l'option la plus courante et la plus économique consiste à appliquer une couche de tout-venant d'oued (TVO) d'une épaisseur de 45 cm. En outre, pour prévenir les dommages dus aux précipitations et au ruissellement, il est essentiel de prévoir des bermes à des intervalles réguliers (pour les barrages dépassant 15m de hauteur). Ces bermes interceptent les eaux de pluie sur la pente et les canalisent de manière sécurisée, limitant ainsi les risques d'érosion

Tableau IV.18 : récapitulatif sur la protection des talus amont et aval

Epaisseur de protection	Enrochement (m)	Gravier (m)	Sable (m)	TVO (m)
Talus amont	0.45	0.2	0.15	/
Talus aval	/	/	/	0.45

IV.8.1.2 Tassement :

Le tassement d'une retenue collinaire est principalement influencé par les propriétés géotechniques des sols de la retenue et de sa fondation, ce qui se manifeste par :

- La déformation du remblai sous l'effet de son propre poids.
- La déformation du remblai due à la pression de l'eau.
- La déformation de la fondation elle-même.

Pour les retenues collinaires de faible hauteur, on estime généralement que le tassement correspond à environ 0,5 à 1,5 % de la hauteur totale de la retenue.

Pour notre cas : $H_b = 15\text{m}$

$$T = 0,01H_b = 15\text{cm} \quad (IV.8)$$

On prend la valeur du tassement $t = 15\text{cm}$

IV.8.1.3 Clé d'encrage (étanchéité) :

La majorité des barrages, qu'ils soient homogènes ou zonés, tirent profit de la construction d'une tranchée de coupure dans la fondation. Cette tranchée permet de réduire les infiltrations d'eau et d'améliorer la stabilité de l'ouvrage. Que l'on utilise de l'argile stable ou un autre matériau, la tranchée de coupure doit être excavée à une profondeur suffisante pour minimiser les infiltrations potentielles.

La largeur en base de la tranchée doit être suffisante pour permettre l'utilisation des équipements de compactage et assurer la sécurité du barrage contre les risques de renard hydraulique. En général, une largeur minimale de 4 mètres est recommandée. De plus, la tranchée doit être prolongée jusqu'à une profondeur d'au moins 1 mètre dans le substrat imperméable continu sous la fondation. L'assise de fond est composée d'un sol stable avec un coefficient de perméabilité de $1,3 \times 10^{-8}$ m/s sur une profondeur de 5 mètres.

Nous recommandons les dimensions suivantes :

Tableau IV.19 : dimensionnement de la clé d'encrage

Hauteur (m)	Talus	Cote (m)	Largeur en base (m)
5	1 :1.5	883.79	4

IV.8.2 L'ensemble du filtre et de drainage :

L'objectif des drains filtrants est de réduire la surface phréatique et diriger les infiltrations à l'intérieur du remblai, afin d'éviter que l'eau ne s'infilte au niveau du talus aval.

Dans un barrage homogène, le filtre est généralement installé sous forme de tapis de sable et de gravier fin sur la zone de fondation aval, s'étendant de la limite de la clé d'étanchéité jusqu'au pied aval, où il est ensuite relié aux drains de pied (prisme de drainage) pour une évacuation sécurisée. Le calcul du drain tapis nous donne une longueur de 30 m avec une épaisseur minimum de **0.8m**.

Tableau IV.20 : dimensionnement de drains pied (prisme de drainage)

Hauteur prisme	Côte en crête	Largeur en crête	Talus amont	Talus aval
3 m	893 m	3 m	1 :1.5 m	1 :2.5 m

IV.8.2.1 Filtre

Un filtre est un dispositif placé en aval du corps du barrage pour empêcher l'érosion interne. Il joue un rôle crucial en bloquant la migration des particules fines qui pourraient être entraînées par l'eau à travers le remblai. Le filtre est constitué de couches successives de sable et de gravier, disposées de manière à créer une transition graduelle entre le drain et les éléments fins du sol. Ces filtres doivent répondre à deux exigences principales :

- Filtration : retenir les particules fines du massif tout en laissant passer l'eau.
- Drainage : être suffisamment perméables pour évacuer les débits d'eau et réduire les pressions internes, tout en assurant une transition efficace avec le massif argileux.

IV.8.2.2 Loi des filtres: (U.S Army Corps of Engineers)

Pour garantir leur efficacité, les filtres doivent respecter plusieurs critères, parmi lesquels ceux définis par TERZHAGHI, ont ensuite été affinés par les recherches du Corps des Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations :

- $\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 5$: The piping criterion : ce critère assure que la partie grossière du matériaux fin ne sera pas entraînés dans les interstices du filtre
- $\frac{D_{15}}{d_{15}} \geq 5$: condition de perméabilité : le filtre doit en plus perméable pour évacuer le débit d'infiltration. (Permeability Criterion)
- $\frac{D_{60}}{D_{10}} \leq 20$ coefficients uniformité cu

IV.8.2.3 Détermination de la courbe granulométrique des filtres :

On détermine la courbe granulométrique selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$$

Avec ;

D₁₅, D₅₀ : diamètre : La dimension des grains du filtre correspond à la taille des particules qui, sur la courbe granulométrique, se situe au point 15 % et 50 % respectivement.

d₁₅, d₅₀ : La dimension des grains du matériau de base (le sol à protéger) correspond à la taille des particules qui, sur la courbe granulométrique, se trouve au point 15 % et 50% respectivement.

La première couche de filtre :

d₁₅ : 0.0014 mm

d₅₀ : 0.004 mm

d₈₅ : 0.06 mm

D₆₀ : 0.007 mm

D₁₀ : 0.0012 mm

La première couche de filtre se situe entre les terres du corps du barrage et la première couche de drainage, avec les limites suivantes :

$$0.0168 < D_{15} < 0.056$$

$$0.048 < D_{50} < 0.232$$

Tableau IV.21 : Résultat de calcul des diamètres pour la première couche de filtre

d₁₅ (mm)	d₅₀ (mm)	D₁₅ (mm)	D₅₀(mm)
0.0014	0.004	0.036	0.14

La deuxième couche de filtre

On la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche :

d₁₅ : 0.036 mm

d₅₀ : 0.14 mm

D₆₀ : 0.007 mm

Chapitre IV : Choix et conception de variante de la digue

$D_{10} : 0.0012 \text{ mm}$

$$0.4368 < D'_{15} < 1.456$$

$$1.68 < D'_{50} < 8.12$$

Tableau IV.22 : Résultat de calcul des diamètres pour la deuxième couche de filtre

d15 (mm)	d50 (mm)	D15 (mm)	D50(mm)
0.036	0.14	0.9464	4.9

La vérification des critères de filtre pour les deux couches est présentée dans le tableau suivant :

Tableau IV.23 : résultat de calcul des conditions pour le filtre

Condition	Première couche	Deuxième couche
$\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 5$	0.61	1.57
$\frac{D_{15}}{d_{15}} \geq 5$	26	26.28
$\frac{D_{60}}{D_{10}} \leq 20$	5.83	5.83

D'après le tableau ci-après, les conditions de perméabilité et de non-entraînement des particules fines sont vérifiées.

IV.8.2.4 Epaisseur de filtre

L'épaisseur du filtre ne doit pas être inférieure à 25 cm pour tenir compte des tassements qui se produisent dans tout le remblai. Cette épaisseur doit être toujours supérieure ou égale à $50 D_{15}$ (Rodríguez and La Rosa 2004).

Si la couche filtrante est destinée à drainer les eaux d'infiltration, sa capacité drainante doit être supérieure au débit traversant le remblai.

Donc on opte pour deux couches de filtre (**filtre inverse**)

- Couche horizontal de sable d'épaisseur 0.25m
- Couche horizontal de gravier d'épaisseur 0.25m
- Couche d'encrochement d'épaisseur 0.3m

IV.8.3 Etude des infiltrations dans le barrage et ses fondations :

Toutes digues de barrage en terre représentent un milieu poreux, permettant à un certain débit d'eau de s'infiltrer pendant l'exploitation. Cette infiltration est causée par la différence de pression entre l'amont et l'aval de la digue, entraînant un flux d'eau qui se déplace de l'amont vers l'aval. Ce processus crée une zone où tous les pores du matériau sont saturés en eau. La surface qui délimite cette zone est appelée la surface de saturation.

Chapitre IV : Choix et conception de variante de la digue

La perméabilité dans un barrage en terre est donc un phénomène permanent qui influence la stabilité de l'ouvrage, même si les pertes d'eau par infiltration sont faibles. Elle pouvant compromettre la stabilité de l'ouvrage, sous l'effet du phénomène de renard et des pressions liées à l'infiltration.

Il est donc impératif d'évaluer les éléments suivants :

- La ligne de saturation ou surface phréatique.
- Le débit de fuite total.

Ligne de saturation :

La ligne de saturation correspond à la ligne où la pression à l'intérieur du massif équivaut à la pression atmosphérique, marquant ainsi la séparation entre la zone humide et la zone sèche. Il est possible de la déterminer par l'utilisation des méthodes simplifiées telle que la méthode de Kozeny, qui repose sur des approximations et des propriétés graphiques du réseau d'écoulement.

Le débit de fuite total :

Le débit de fuite total est un indicateur essentiel du fonctionnement de l'ouvrage. Il peut être calculé en appliquant la loi de Darcy,

IV.8.3.1 Détermination de la ligne de saturation (digue homogène avec drain) :

Dans le cas d'une digue homogène drainée, KOSNEY a montré que la ligne de saturation est une parabole d'axe horizontal, dont le foyer est l'extrémité amont du drain, auquel se raccorde la ligne de saturation.

Elle a pour l'équation :

$$Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0 \quad (IV.9)$$

Tel que ;

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

Les différents paramètres d , h , Y_0 , b et L sont présentés sur la figure suivante :

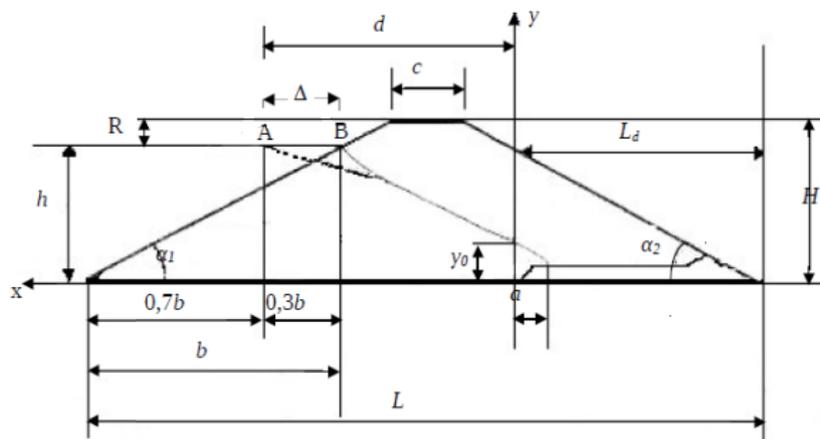


Figure IV.2: ligne de saturation dans un barrage homogène avec drain

Chapitre IV : Choix et conception de variante de la digue

Avec ;

h : hauteur du niveau normal de la retenue, (h = 12 m)

L : l'emprise du barrage. (L= 89 m).

d : distance horizontale entre l'axe qui passe par la limite du tapis et la
Verticale qui passe par le point (0.7b).

b : la projection horizontale de la partie mouillée du talus amont.

Niveau de la retenue normale et L'emprise de la digue h = 12 m, L = 89 m

D'où : b= 36 m et d =31.95 m

$$Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0$$

Donc ;

$$Y_0 = 2.18\text{m}$$

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

$$Y = \sqrt{4.36X + 2.18^2}$$

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

Tableau IV.24 : les coordonnées de la parabole (ligne de saturation) :

X(m)	Y (m)	X(m)	Y(m)
0	2.18	12	7.554628
2	3.67	14	8.111251
4	4.71	16	8.632057
6	5.56	18	9.123179
8	6.30	19	9.359081
10	6.95		

IV.8.3.2 Débit de fuite par infiltration :

- **La Digue**

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

$$Q = K \times A \times i \quad (IV.10)$$

Avec ;

Q : débit d'infiltration a travers le corps de la retenue [m³/s].

K : coefficient de perméabilité [k = 1.2 × 10⁻⁸ m/s].

A :la section d'infiltration [A = y×l]

Chapitre IV : Choix et conception de variante de la digue

i : gradient hydraulique [$i = \frac{dx}{dy}$]

On peut écrire le débit de fuite spécifique (par unité de largeur) par la formule suivante :

$$q = K \times \frac{dx}{dy} \times y \quad (IV.11)$$

Avec ;

$$\frac{dx}{dy} \times y = Y0 \quad (IV.12)$$

D'où

$$Q_d = q \times L = 7.12 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

- **La fondation**

On détermine Le débit d'infiltration à travers les fondations par la loi de Darcy Suivant :

$$Q_f = K.I.A \quad (IV.13)$$

Avec ;

Q_f : débit spécifique a traver la fondation [par unité de largeur (m³/s/l)].

I : gradient hydraulique [$i = \frac{H}{L}$].

A : section d'infiltration [$A = T \times l$].

T : Profondeur du sol de fondation perméable [$T = 5\text{m}$].

$$Q = 1.2 \times 10^{-8} \times \frac{H}{L} \times T \times L = 2.2 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Débit total de fuite (digue + fondation)**

$$Q_t = Q_d + Q_f \quad (IV.14)$$

$$Q_t = 7.12 \times 10^{-6} + 2.2 \times 10^{-6} = 9.32 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

Tableau IV.25 ; récapitulatif sur le calcul de débit de fuite total (digue + fondation).

Débit a travers la digue (m ³ /s)	Débit a travers la fondation (m ³ /s)	Débit de fuite total(m ³ /s)
7.12×10^{-6}	2.2×10^{-6}	9.32×10^{-6}

IV.8.4 Analyse de stabilité :

La stabilité d'un barrage en terre constitue un enjeu fondamental pour garantir sa sécurité et son bon fonctionnement. En effet, ce type d'ouvrage, conçu pour retenir d'importantes quantités d'eau, doit être en mesure de résister à plusieurs types de sollicitations externes et internes, telles que les pressions hydrostatiques, les sous-pressions générées par les écoulements à travers le remblai, ainsi que les charges sismiques. Toute défaillance dans la conception ou l'entretien de ces barrages peut entraîner des conséquences dramatiques, tant sur le plan humain qu'environnemental.

Le présent partie se concentre sur le calcul de stabilité de notre retenue collinaire, en intégrant les paramètres géotechniques, et sismiques propres au site. L'objectif est d'évaluer la sécurité des pentes du barrage sous différents scénarios, tels que le niveau d'eau normal, la baisse rapide du niveau d'eau, Pour ce faire, des méthodes analytiques et numériques de calcul de stabilité sont employées, notamment celles basées sur l'équilibre limite (LEM).

Schématiquement, il est possible d'identifier deux types principaux d'instabilité mécanique concernant un barrage en remblai :

Le glissement des pentes

L'instabilité des fondations

IV.8.4.1 Recherche de l'origine de glissement :

Les glissements de talus peuvent être provoqués par divers facteurs, notamment :

L'augmentation des contraintes, qui conduit souvent à un glissement en masse, caractérisé par une surface de rupture bien définie.

La rupture due à la submersion, qui peut se produire même avec un faible débordement au-dessus de la crête, surtout dans le cas des barrages en terre. Ce phénomène d'érosion régressive commence en aval de la crête et progresse jusqu'à créer une brèche. La durée de ce processus varie de quelques minutes à plusieurs heures, selon la granulométrie des matériaux, leur cohésion, le type de revêtement de la crête et la hauteur d'eau.

La rupture par phénomène de "renard hydraulique", un processus rapide une fois initié.

IV.8.4.2 Les conditions d'analyse :

Il est essentiel de vérifier la stabilité des talus d'un barrage en remblai à différents moments clés, À la fin de la construction, en phase d'exploitation et en condition de baisse rapide du niveau d'eau.

À la fin de la construction : L'état de charge en fin de construction survient dans la digue et sa fondation après un remblayage rapide. Dans cette situation, la digue n'a pas suffisamment de temps pour dissiper l'excès de pression interstitielle généré par l'augmentation soudaine des contraintes totales dues au processus de construction. Cela peut entraîner un glissement de talus, causé par la diminution de la résistance au cisaillement du sol. Il est donc recommandé d'analyser les deux talus (amont et aval).

En phase d'exploitation : Pendant la phase d'exploitation d'un barrage en remblai, m'analyse de stabilité est fait pour garantir que l'ouvrage reste sûr après le remplissage du réservoir et la mise en place du réseau d'écoulement à travers le barrage. Du côté amont, la pression interstitielle diminue la contrainte effective (σ') et donc la résistance du sol. Cependant, cette baisse est compensée par la pression exercée par l'eau du réservoir, qui aide à contrer le risque de glissement du talus. En revanche, du côté aval, l'écoulement à travers la digue peut entraîner la formation d'une surface de suintement sur le talus, où la pression exercée par l'eau sur les grains de sol peut provoquer une instabilité. Lorsque le réservoir est à pleine capacité, les conditions d'écoulement défavorisent la stabilité de ce dernier.

Baisse rapide du niveau d'eau : La condition de vidange rapide survient lorsqu'il y a une baisse brusque du niveau d'eau dans le réservoir, en dessous du niveau habituel. Dans ce scénario, les pressions interstitielles à l'intérieur du corps du barrage ne sont pas encore dissipées, alors que la pression externe due à l'eau a disparu. Cette situation rend le talus amont plus vulnérable, car il est soumis à des contraintes internes sans l'appui de la pression externe de l'eau. Ainsi, le talus amont se trouve dans un état moins stable par rapport aux conditions normales d'exploitation, nécessitant une attention particulière pour éviter tout risque de glissement ou d'instabilité.

IV.8.4.3 Notion sur le facteur de sécurité :

Le facteur de sécurité F_s est défini mathématiquement comme le rapport entre les forces résistantes et les forces motrices agissant sur une pente ou un talus. Il évalue la capacité du sol à s'opposer aux forces susceptibles de provoquer un glissement ou une rupture. Plus ce facteur de sécurité est élevé, plus la stabilité du talus est assurée, indiquant ainsi une plus grande résistance aux phénomènes de glissement.

La valeur minimale du facteur de sécurité est caractérisée par un centre de cercle critique qui définit en fin de compte la valeur à prendre en considération, cette valeur du facteur de sécurité définie doit être supérieure du moins égale à la valeur admissible.

Voici les coefficients de sécurité généralement adoptés en fonction de la catégorie du barrage, Ces coefficients de sécurité reflètent le niveau de résistance requis pour garantir la stabilité des barrages, en fonction de leur taille et de leur importance.

Tableau IV.26 : coefficient de sécurité en fonction de classe de l'ouvrage

Classe de l'ouvrage	I	II	III	IV
F_s (sans séisme)	1.2 ÷ 1.3	1.15 ÷ 1.2	1.1 ÷ 1.15	1.1 ÷ 1.05
F_s (avec séisme)	1.05 ÷ 1.1	1.05 ÷ 1.1	1.05	1.05

Notre ouvrage est de classe III ce qui implique un coefficient de sécurité $F_s = 1.15 \div 1.1$ sans séisme et $F_s = 1.05$ avec séisme.

IV.8.4.4 Principe d'équilibre limite :

Le principe d'équilibre limite repose sur la détermination des conditions exactes sous lesquelles un sol ou une structure est à la limite de la rupture. On introduit généralement un coefficient de sécurité pour évaluer la stabilité. Il est supposé que cette situation d'équilibre limite se manifeste au moment de la rupture le long d'une surface de glissement spécifique. L'observation montre que la zone en équilibre limite est souvent restreinte à une bande relativement étroite autour de la surface de rupture. Par conséquent, la stabilité globale dépend essentiellement de la stabilité de cette bande. Les méthodes de calcul visent à identifier la surface critique, c'est-à-dire celle pour laquelle le coefficient de sécurité F est le plus bas.

Il existe une multitude de méthodes de calcul de la stabilité des talus, chacune présentant ses propres avantages et inconvénients. Parmi les méthodes d'équilibre limite, on trouve la méthode globale, qui évalue l'équilibre général d'un corps rigide. Cette méthode convient aux cas simples de talus homogènes, sans nappe phréatique. Elle prend en compte l'ensemble de la "masse libre" et repose sur des hypothèses concernant la distribution des contraintes normales le long de la surface de rupture. Les méthodes développées par Biarez, Caquot et Taylor appartiennent à cette catégorie, mais elles sont limitées aux surfaces de rupture circulaires ou linéaires.

Une autre approche est la méthode des tranches, qui divise le talus en plusieurs tranches et analyse l'équilibre de chacune individuellement avant de globaliser les résultats. Cette méthode est plus adaptée aux talus non homogènes et complexes. Elle permet d'analyser des configurations variées, en se basant toutefois sur certaines simplifications. Les méthodes de Fellenius, Bishop et Janbu font partie de cette catégorie et sont largement utilisées dans l'analyse des talus de structure complexe.

IV.8.4.5 Méthodes de FELLENIUS :

Pour appliquer la méthode de Fellenius, on considère que la surface de glissement est circulaire et que la rupture se fait autour de son centre de gravité. Le sol est alors découpé en tranches verticales de largeur constante. Pour chaque tranche, on calcule les forces qui tendent à provoquer le glissement (forces motrices) et celles qui s'y opposent (forces résistantes). Afin de simplifier les calculs, on suppose que les forces agissant entre les tranches sont égales ou opposées, ce qui élimine leur influence directe.

Ensuite, l'équilibre des moments est appliqué à chaque tranche, prenant en compte les paramètres géotechniques comme l'angle de frottement interne et la cohésion du sol. Cela génère une série d'équations d'équilibre pour chaque tranche, et en les additionnant, on peut obtenir le coefficient de sécurité global du talus.

Pour identifier le cercle de glissement critique, plusieurs cercles sont tracés sur une coupe transversale du barrage, et celui avec le coefficient de sécurité le plus bas est retenu comme étant le plus susceptible de provoquer une rupture.

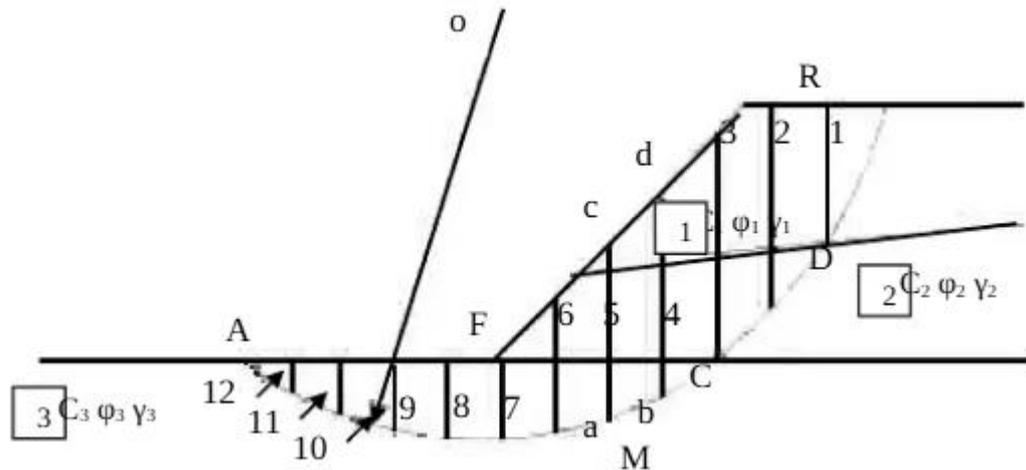


Figure IV.3 : découpage d'une tranche par la méthode de FELLENIUS

IV.8.4.6 Détermination du lieu géométrique des centres de cercles de rupture

- Tracer d'abord le profil en travers du barrage à l'échelle.
- Au centre du talus moyen (point A), tracer deux lignes : une verticale et l'autre inclinée à un angle de 85° par rapport à la ligne du talus.
- Tracer ensuite les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 ou $R_1 = K_1 \cdot H_b$ et $R_2 = K_2 \cdot H_b$ H_b étant la hauteur totale du barrage (soit 15 mètres), et K_1 , K_2 sont des coefficients déterminés en fonction de la pente du talus d'après un tableau suivant :

Tableau IV.27 : valeur de K_1 et K_2 pour la détermination des rayons

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
K_1	0.75	0.75	1	1.5	2.2	3
K_2	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

Pour notre cas ;

- Talus amont

$$R_1 = 15$$

$$R_2 = 34.5$$

- Talus aval

$$R_1 = 13.125$$

$$R_2 = 30.375$$

- Le centre des rayons est le point A.
- L'intersection des rayons R_1 et R_2 avec les deux lignes (la verticale et l'inclinée) délimite la zone où les cercles de glissement peuvent être tracés.

- On dessine alors une courbe de rayon R qui doit rester dans les limites du talus amont, c'est-à-dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain près du talus amont, tout en identifiant le centre de glissement « O ».
- La zone délimitée par cette courbe est ensuite subdivisée en tranches verticales d'une épaisseur $b=0,1R$, avec un marquage des tranches à droite avec des chiffres positifs et à gauche avec des chiffres négatifs, en commençant par la tranche « zéro », située sous le centre de glissement.

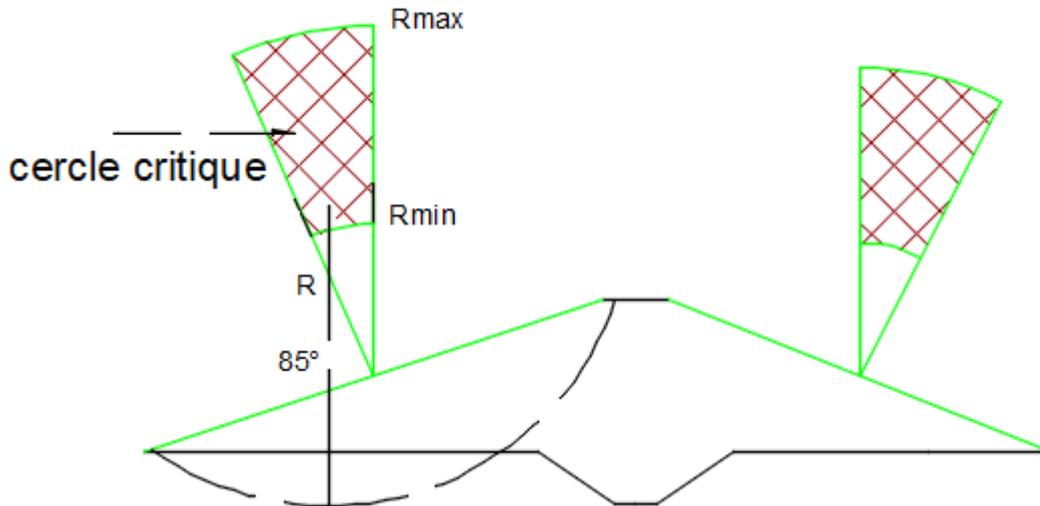


Figure IV.4 : présentation de cercle critique par la méthode de FONDEEV dessiner par autocad

IV.8.4.7 Bilan des forces sollicitant une tranche :

Force de pesanteur (G)

Elle est appliquée au centre de gravité de chaque tranche.

$$G_n = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3) \quad (IV.15)$$

Avec ;

h_1, h_2, h_3 : hauteur des tranches ;

γ_1 : densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation

γ_2 : Densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation

γ_3 : densité de l'assise du barrage ;

$\gamma' = (\gamma_{\text{sat}} - 1)$: Densité déjaugée utilisée pour le cas de la vidange rapide ;

Force de pression interstitielle

Dans le cas d'un réservoir plein, la formule s'écrit :

$$P_{\text{plein}} = U \times dl = \gamma_w \times h \times dl \quad (IV.16)$$

Avec ;

U : pression interstitielle.

dl : longueur en arc de la tranche.

γ_w : poids volumique de l'eau.

Force de cohésion

$$F_c = c \cdot dl \quad (IV.17)$$

Avec ;

c : cohésion du sol

dl : longueur en arc de la tranche.

Force due au séisme

$$F_s := a \cdot G_n \quad (IV.18)$$

avec :

a : accélération de calcul (a=0.13)

G_n : poids de la tranche.

Nous pouvons classer ces forces suivant deux types :

Forces stabilisatrices

- Force de frottement

$$F_f = N_n \cdot \text{tg} \varphi - U \cdot dl \cdot \text{tg} \varphi \quad (IV.19)$$

Avec ;

φ : angle de frottement interne ;

n : nombre de la tranchée ;

- Force de cohésion

$$F_c = C \cdot dl \quad (IV.20)$$

$$dl = \frac{bn}{\cos \alpha n} \quad (IV.21)$$

Le moment de ces forces par rapport au centre de glissement est :

$$M_s = [(Nn - Udl) \text{tg} \varphi + C \cdot dl] \cdot R \quad (IV.22)$$

Forces déstabilisatrices

Ces forces sont caractérisées par la composante T du poids qui provoque le glissement du talus.

Le moment des forces motrices par rapport au centre de glissement est :

$$Md = R \cdot \sum T_n \quad (IV.23)$$

Avec :

$$T_n = G_n \cdot \sin \alpha \quad (IV.24)$$

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numérodetranche}}{\text{Nombre total de la tranche}}$$

Coefficient de sécurité pour les trois cas d'analyse

Vidange rapide (talus amont) :

- Sans séisme
$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n} \quad (IV.25)$$

- Avec séisme
$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \quad (IV.26)$$

A la fin de construction (talus amont et aval) :

- Sans séisme
$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n} \quad (IV.27)$$

- Avec séisme
$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \quad (IV.28)$$

En phase d'exploitation (talus aval) :

- Sans séisme
$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n} \quad (IV.30)$$

- Avec séisme
$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \quad (IV.31)$$

Le calcul avec détail de la stabilité est présenté dans l'annexe

Les résultats de calcul du coefficient de sécurité pour le différent cas est résumé dans le tableau suivant :

Tableau IV.28 : résultat de calcul de coefficient de sécurité pour les trois cas

Cas de sollicitation		coefficient de sécurité	
		sans séisme	avec séisme
fin de construction	talus aval		
	R=27.15	2.13	1.35
	R=32.91	1.87	1.26
	R=35.57	1.86	1.33
	talus amont		
	R=29.11	2.47	1.41
	R=35.7	2.22	1.37
	R=40.3	1.91	1.31
Vidange rapide	talus amont		
	R=29.11	2.78	1.57
	R=35.7	2.63	1.62
	R=40.3	2.38	1.66
cas d'exploitation	talus aval		
	R=28.7	2.55	1.43
	R=27.15	2.13	1.35
	R=35.57	1.86	1.33

Conclusion

Les résultats obtenus montrent que le coefficient de sécurité minimum, calculé pour les différents cas de sollicitation, est systématiquement supérieur aux coefficients de sécurité admissibles, que ce soit en l'absence ou en présence de séisme. Ainsi, la stabilité des pentes des talus de notre barrage est garantie.

Chapitre V : Etude détailler des ouvrage annexes

Introduction :

Après avoir finalisé la conception détaillée de la digue, il est essentiel de s'examiner les étapes clés du dimensionnement des différents ouvrages annexes. Ces structures jouent un rôle fondamental dans la sécurité et l'exploitation optimale de la retenue. Parmi ces ouvrages figurent l'évacuateur de crues, la vidange de fond, la dérivation provisoire, ainsi que la prise d'eau. Chaque type d'ouvrage présente diverses variantes, chacune offrant ses propres avantages et inconvénients. L'objectif est donc de sélectionner la variante la plus adaptée à notre barrage, du point de vue de son fonctionnement et de son coût.

V.1 Présentation de l'ouvrage de prise d'eau et de la vidange de fond :

V.1.1 Vidange de fond :

Un dispositif de vidange est absolument indispensable pour tout barrage, constituant un élément important pour la sécurité de l'infrastructure.

Les grands barrages disposent généralement de systèmes distincts pour la prise et la restitution de l'eau, séparés du système de vidange. En revanche, les petits et moyens barrages sont souvent dotés d'une conduite unique, le plus souvent en acier ou en béton.

V.1.1.1 Rôle fondamental :

La vidange de fond dans un barrage est une installation conçue pour permettre la vidange complète ou partielle de la retenue a durée bien limiter en cas d'urgence, afin de prévenir des dommages graves au barrage, généralement composée d'une conduite ou d'une galerie parfois intégrée au corps du barrage, elle joue plusieurs rôles essentiels tels que :

- Permet à évacuer des éléments indésirables (l'élimination des sédiments accumulés).
- Contrôlée la montée du plan d'eau lors de dangers naturels.
- Faciliter la surveillance, l'entretien et les réparations du barrage ainsi que de ses ouvrages annexes en vidant la retenue.
- Remplacer ou réparer la prise d'eau en cas de défaillance.

Nous avons l'habitude d'estimer que la vidange de fond (ou tout organe jouant ce rôle) doit permettre dans l'hypothèse d'apports nuls et sans recours aux autres ouvrages (ouvrage évacuateur de crue) de faire baisser la poussée hydrostatique de moitié en moins de 8 jours, de réaliser la vidange totale de la retenue en moins de 21 jours. (J.M. Tinland,1992)

V.1.1.2 Conception des vidanges de fond :

La conception de l'ouvrage de vidange peut être combiné avec l'ouvrage de prise d'eau soit à l'évacuateur de crue ou Vidange par une galerie. La conception la plus courante consiste en une conduite qui traverse la base du barrage.

La vidange de fond fonctionne selon deux régimes d'écoulement : écoulement en charge quand le niveau de l'eau amont est supérieur de la cote du toit de la vidange et écoulement à surface libre dans le cas échéant.

- **Conduite de vidange en charge** : une conduite que l'on pose en tranchée dans le terrain en place vers le point la plus bas du cours d'eau principale (une conduite qui traverse la base du barrage) enrobée de béton et muni d'écran anti renards.
- **Conduite de vidange a écoulement libre** : Ce type de conduite de vidange est particulièrement adapté aux ouvrages de grande importance ou lorsque le risque de transport de solides à travers la vidange est élevé.

Deux types de conduite peuvent être employé pour réaliser, le tuyau cylindrique de gros diamètre ou la canalisation en béton de type galerie.

V.1.1.3 Choix final de l'ouvrage de vidange :

Compte tenu des considérations économiques et du fait que notre retenue collinaire est destinée à un usage agricole, où la capacité d'évacuation de l'eau n'est pas un critère primordial, le choix se portera sur une conduite en charge. Ce type de conduite, adapté aux besoins d'un tel projet, offre une solution efficace et économique sans engager des coûts élevés.

V.1.1.4 Capacité de la vidange :

Le critère déterminant pour dimensionner la vidange de fond d'un barrage est le temps nécessaire pour vider la retenue, il est essentiel que cette durée ne soit pas trop longue. Et comme le débit volumique étant constant entre la surface à l'entrée et à la sortie de la conduite, le niveau d'eau diminue au fil de l'écoulement, variant ainsi au cours du temps par la formule suivante :

$$Q = \frac{S dh}{dt} \quad (V.1)$$

Avec ;

$$Q = \mu W \sqrt{2gH} = -S dh \quad (V.2)$$

Et

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \varepsilon_s + \frac{\lambda L}{D}}} \quad (V.3)$$

Q : débit volumétrique (m³/s)

W : surface de la section transversal conduite en m²

μ : module de débit

λ : coefficient de darcy Weissbach en peut calculer par la formule de Sevelev ($\lambda = \frac{0.021}{D^3}$).

ε_t : la somme des pertes charge singulier et linéaire

D : diamètre de la conduite en mm.

L : longueur de la conduite en m

S : surface du plan d'eau obtenu par la courbe surface hauteur.

En intégrant l'équation (V.2) :

$$\int_0^T \mu A \sqrt{2gH} dt = \int_{Hm}^{HM} - S dh \quad (V.4)$$

$$T = - \frac{4}{\sqrt{2g} \times \pi D^2} \sqrt{1 + \sum \varepsilon_s + \frac{0.021 \times 100}{D}} \times \int_{896}^{902} (HX^2 - YH + Z) H^{-0.5} dh \quad (V.5)$$

V.1.1.5 Calcul le temps de vidange :

Donnée nécessaire :

- La longueur de la conduite : 100 m
- La courbe caractéristique de barrage
- Diamètre : On fixe un diamètre initial, puis on calcule le temps de vidange correspondant. Ensuite, on s'assure que ce temps se situe dans l'intervalle recommandé.

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \varepsilon_s + \frac{\lambda L}{D}}} = 0.35 \text{ pour un diamètre (500 mm).}$$

Tout le calcul est effectué à l'aide du tableau (type A) et de la courbe caractéristique de la cuvette (courbe surface -capacité -hauteur).

N/o	Côte du niveau d'eau	Côte moyenne (m)	Z=3-i (m)	(Z) ^{1/2} (m)	Q=K(Z) ^{1/2} (m ³ /s)	V (m ³) Fig. 4	T= V/Q (s)	Observations
1	2	3	4	5	6	7	8	9
a	NNR	a + b / 2				Va-Vb	7/6	W=πd ² /4
b	NNR-0.5	b + c / 2				Vb-Vc	.	
c	b-1.0	c + d / 2				Vc-Vd	.	
a	c-1.0							μ= 1/(Σξ) ^{1/2}
.	
.	
.	
.	
.	K=μW(2g) ^{1/2}
i	Niveau d'eau en aval	

Figure V.1 : calcul le temp de vidange (tableau type A source ANB)

Charge H (Hauteur d'eau) (m)	Temps de vidange T (jours)
4	8-10
7	14-17
10	20-22
12	25-27
15	30-32

Tableau V.1 : recommandation pour le temps de vidange (source ANB)

Tableau V.2 : calcul le temps de vidange de la retenue

cote du niveau	cote moyenne	H (m)	Q (m ³ /s)	V (m ³)	T (s)
902	901.5	6.5	0.7756823	59062	76141.99641
901	900.5	5.5	0.713524	48582.98	68088.78651
900	899.5	4.5	0.6454067	39518.085	61229.74106
899	898.5	3.5	0.5691952	32216.98	56600.93351
898	897.5	2.5	0.4810577	26396.58	54871.95665
897	896.5	1.5	0.3726257	21462.055	57596.81424
896	895.5	0.5	0.2151356	17129.835	79623.44543
				total	454153.6738

Donc $T = 454153.6738 / 86400 = 5.25$ jours

En comparant le temps de vidange (T) obtenu (5 jours et 6 heures) avec celui recommandé (25 -27Jours) dans le tableau V.1 on remarque que le diamètre de la conduite proposé pour la vidange de fond est suffisant.

V.1.2 Prise d'eau

La fonction principale de L'ouvrage de prise d'eau dans un barrage est conçue pour extraire de manière contrôlée l'eau stockée dans le réservoir du barrage, et ensuite dirigée vers divers systèmes d'approvisionnement, parfois il servira pour la dérivation des eaux pendant les travaux de construction.

Les ouvrages de prise doivent être capables de gérer tous les types de débits en fonction des besoins des utilisateurs. Lorsqu'il s'agit d'un ouvrage de prise destiné à l'irrigation, plusieurs considérations sont essentielles :

- De prendre en compte la demande maximale pour répondre aux débits de pointe nécessaires à l'irrigation, en veillant à minimiser les pertes de charge tout en assurant les débits requis pour les différents niveaux de la cuvette.
- Pour les retenues collinaires et les petits barrages, les ouvrages de prise d'eau sont généralement situés à proximité du lit de l'oued.
- La hauteur du seuil d'entrée de l'ouvrage de prise d'eau doit être suffisante pour éviter toute interférence avec les sédiments, assurant ainsi un fonctionnement optimal.

V.1.2.1 Choix de la variante adéquate pour la prise d'eau :

Pour la retenue collinaire Chaabat BOU KDAHA la fonction de prise d'eau est assurée par un seul et unique ouvrage avec là de vidange de fond (conduite en charge).

Prise d'eau avec régime d'écoulement sous pression.

Dans les écoulements sous pression, on dimensionne l'ouvrage de prise d'eau pour que la Charge hydraulique puisse supporter toutes les pertes de charges et évacuer les débits Nécessaires. En générale dans les écoulements forcés, on utilisera des conduites de section circulaire elle est généralement composée de 4 parties fondamentales : l'entrée, la conduite, la chambre des vannes et la structure de dissipation d'énergie.

V.1.2.2 Calcul le diamètre de la prise d'eau :

On calcule le diamètre correspondant à la consommation maximale mensuelle (mois de juillet), en tenant compte d'une période de prise d'eau de 8 heures tous les 22 jours.

$$V_{\text{besoin maximal}} = 0.06334 \text{ Hm}^3$$

$$Q_{\text{besoin maximal}} = \frac{V_{\text{besoin maximal}}}{T} \quad (V.6)$$

$$Q = 0.1 \text{ m}^3/\text{s}$$

En utilisant la formule :

$$Q = \mu W \sqrt{2gH} \quad (V.7)$$

Avec ;

Le coefficient de débit $\mu = 0.3$

La charge d'eau minimale (H).

La section transversale de la conduite (W) en m^2

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{0.3\pi\sqrt{2*9.81*5.05}}} = 0.206 \text{ m}$$

On prend une conduite de diamètre $D = 200 \text{ mm}$

Conclusion :

Nous adopterons une conduite DN 500 pour permettre la vidange de la retenue qui assure le débit de prise.

V.2 Evacuateur de crue :

La gestion des crues est un élément fondamental de la sécurité des barrages, largement déterminée par le dimensionnement et le bon fonctionnement des évacuateurs de crues. Ces dispositifs sont conçus pour canaliser le débit à évacuer vers l'aval en période de crue, limitant ainsi les zones exposées à l'érosion. Un évacuateur de crues mal dimensionné (sous-dimensionnement) ou défaillant est l'une des principales causes de rupture des barrages à l'échelle mondiale. Pour un barrage en remblai, il est implanté en rive ou, si la géologie ou la topographie des rives ne le permet pas, en tulipe.

On distingue deux grandes familles des évacuateurs de crues en fonction de leur entonnement par rapport au niveau normal de la retenue : les évacuateurs de surface et les évacuateurs en charge.

V.2.1 Évacuateur de surface :

L'évacuateur de surface est constitué au départ de la retenue par un déversoir dont le seuil se développe en général linéairement. Ce seuil débite dans un chenal dont l'axe peut être parallèle au seuil (entonnement latéral), ou perpendiculaire à celui-ci (entonnement frontal). Ce chenal à pente faible amène l'eau du côté aval de la digue.

L'eau emprunte ensuite un coursier dont la forte pente permet de rattraper la différence de cote entre le niveau de la retenue et le lit de la rivière à l'aval, et aboutit avec une vitesse importante dans un ouvrage dissipateur qui absorbe l'énergie de la veine liquide.

L'évacuateur de surface est placé selon les cas, sur l'une des rives (évacuateur latéral) ou au centre du barrage (évacuateur central).

V.2.2 Evacuateurs en charge :

Dans les évacuateurs en charge, l'eau est acheminée vers l'aval du barrage via une galerie ou une conduite de grand diamètre, généralement située sous le barrage ou latéralement sur l'une des rives. Cette conduite est alimentée par un puits ou par un déversoir de surface à crête ronde, souvent de forme circulaire, communément appelé "tulipe."

Le siphon représente une variante particulière d'évacuateur en charge, constitué d'une conduite épousant approximativement la forme de la digue. Son amorçage se fait automatiquement lorsque le niveau d'eau de la retenue dépasse un certain seuil. Il peut être utilisés comme un évacuateur primaire ou évacuateurs de secours.

V.2.3 Facteurs intervenants dans le choix du type de l'évacuateur :

Les enjeux en aval, le coût de construction, la précision des prévisions des crues, la sismicité de la région, ainsi que les conditions topographiques et géologiques, sans oublier le type de barrage, sont autant des facteurs déterminants qui nous permet de faire un meilleur choix pour sélectionner un évacuateur de crue qui adapte bien à notre projet.

V.2.4 Choix de la variante (EVC) :

Le type d'évacuateur choisi doit être en parfaite accord avec les critères discutés précédemment. Les caractéristiques spécifiques du site nous conduisent à opter pour un évacuateur de crue latéral à entonnement frontal (évacuateur de surface), situé sur l'une des rives. Cette solution s'avère efficace et économique pour gérer les débits excédentaires tout en assurant la sécurité et la fiabilité de la digue.

V.2.5 Choix de rive le plus favorable :

Le choix de l'emplacement de l'évacuateur dépend principalement à des conditions topographiques. L'objectif est de diriger le débit de crue vers le lit de la rivière de manière à la fois économique et sécurisée. Idéalement, l'évacuateur devrait être situé dans une zone dégagée avec une pente douce, ce qui réduit le volume des travaux de terrassement nécessaires. Cette configuration permet d'installer un entonnement frontal, considéré comme optimal du point de vue hydraulique sur la rive droite.

V.2.6 Les ouvrages nécessaires pour l'évacuateur de crue :

L'évacuateur de surface comporte en général trois parties :

- A l'amont, un seuil déversant (la crête) qui contrôle le débit évacué.
- Un ouvrage intermédiaire, appelé coursier, caractérisé par une pente qui maintient ou accélère l'écoulement torrentiel.
- Un ouvrage terminal, à partir duquel l'eau évacué retourne au lit naturel

V.2.7 Calcul hydraulique de l'évacuateur de crue :

Donnée nécessaire :

Débit laminé : 31.37 m³/s

Lame déversent : 1.48 m

La largeur déversant : 12 m

Hauteur de la pelle selon USBR $0.4 < (P/H) < 1.6$

On prend une hauteur de pelle : 2 m

V.2.7.1 Canal d'approche :

Le canal d'approche a pour but de diriger le flux d'eau, et minimiser les pertes de charge en réduisant les écoulements obliques tout en assurant une transition fluide vers la structure de déversement. La conception hydraulique du canal d'approche implique de déterminer la forme, la pente, la vitesse d'écoulement, et les dimensions en fonction de la crue de projet. (Ramarao, V.S., Reddy, M.G.M. & Sahu, K.C 2023).

La longueur du canal est estimée à 25 m selon la topographie du terrain.

Vitesse d'approche (vitesse d'écoulement):

La vitesse d'approche de l'eau doit être inférieure à la vitesse admissible pour éviter tout risque d'érosion.

$$V_{ap} = \frac{Q_L}{S_{ca}} = \frac{Q_L}{b \times h}$$
$$V_{ap} = \frac{31.37}{12 \times 3.48} = 0.75 \text{ m/s}$$

Où : V_{ap} : vitesse d'approche.

Q : Débit laminé (31.37 m³/s).

S : Section du canal (m²).

H : charge déversant (3.48 m).

$$V_{ap} = 0.75 \text{ m/s}$$

$$V_{adm} = (4,4 \text{ à } 10) \text{ m/s}$$

La vitesse d'approche étant inférieure à la vitesse admissible, la condition est donc vérifiée.

Calcul la pente du canal (channels lope) :

$$Q = \frac{1}{n} \times \frac{S c^{\frac{5}{3}}}{p^{\frac{5}{3}}} \sqrt{i_0} \quad (V.8)$$

$$i_0 = \left(\frac{Q \times n \times p^{\frac{2}{3}}}{S^{\frac{5}{3}}} \right)^2 = 3.85 \times 10^{-5}$$

i_0 : pente du fond de canal en %

Q : Débit laminé (31.37 m³/s).

S : Section mouillée (S = 41.76m²)

P : périmètre mouillé (p=18.96 m).

Calcul la hauteur du mur :

Il est donné par la formule suivant :

$$Hca = h + P + R \quad (V.9)$$

La revanche est donnée par la formule suivant :

$$R = 0.6 + 0.05 \times V_{ap} \times h^{0.33} \quad (V.10)$$

$$R = 0.6 + 0.05 \times 0.75 \times 3.48^{0.33} = 0.65$$

Avec ;

Hca hauteur de mur pour le canal d'approche en m

P : hauteur de la pelle en m

R : la revanche en m

D'où

$$H_{ca} = 4.13 \text{ m.}$$

V.2.7.2 Déversoir :

Le profil du déversoir a été soigneusement calculé pour garantir une évacuation optimale de la crue, en s'appuyant sur le modèle de profil WES (Waterways Experiment Station). Plusieurs formes standard ont été développées sous cette désignation. Dans le cas d'une paroi amont verticale, le profil est décrit par l'équation : $X^{1.85} = 2H_d^{0.85}y$ où x et y représentent respectivement les coordonnées longitudinales et verticales du déversoir, tandis que K et n sont des paramètres liés à la pente de la paroi amont (avec $K=2$ et $n=1,85$).

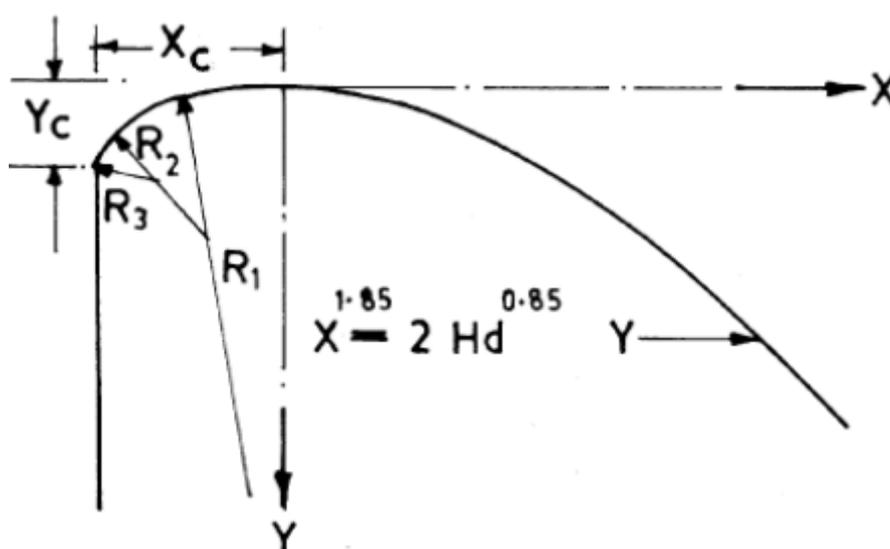


Figure V.2: profile WES (Typical WES standard shapes)

Le Corps des ingénieurs a recommandé que la conception d'un déversoir soit réalisée de manière à ce que la pression négative, susceptible de provoquer la cavitation, ne dépasse pas (-4,5m). En revanche, si la hauteur d'eau sur le déversoir est inférieure à la hauteur de conception, la nappe inférieure tend à adhérer à la crête, créant ainsi une pression positive et réduisant par conséquent le coefficient de décharge.

Profil amont (Upstream profil) :

Le profil amont pour le seuil du déversoir est présenté par l'équation ;

$$\frac{X^2}{A^2} + \frac{(B-Y)^2}{B^2} = 1 \quad (V.11)$$

Avec ;

X et Y sont les coordonnées longitudinales et verticales du quadrant amont

A et B sont les paramètres déterminés à partir de l'abaque pour le profil amont à paroi verticale

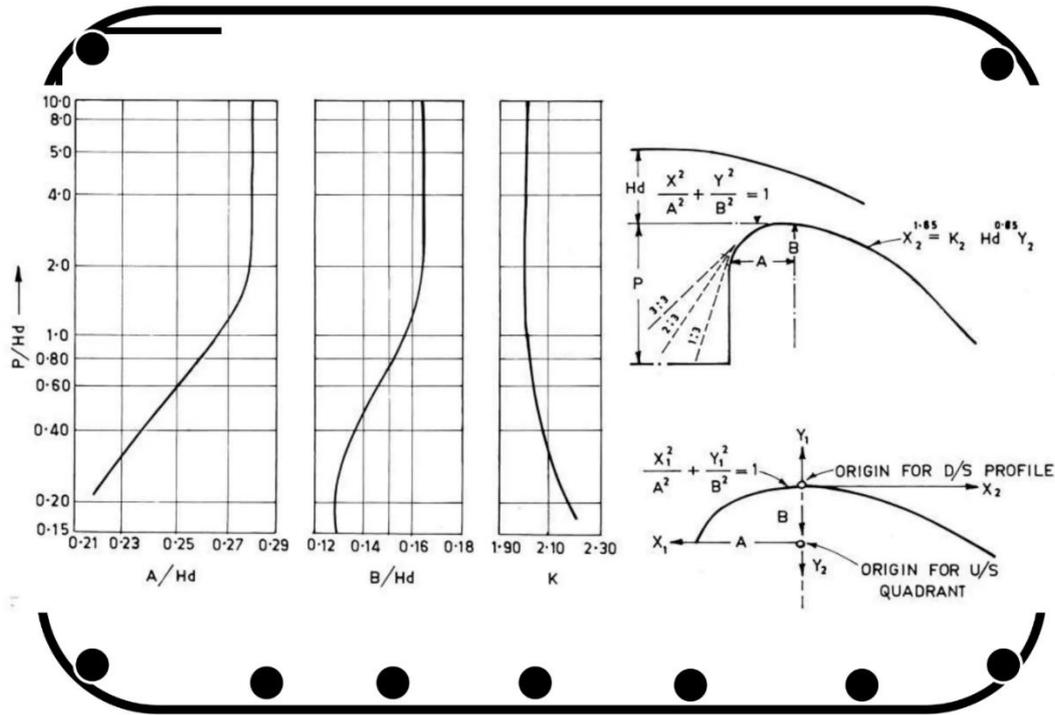


Figure V.3 : abaque du calcul des paramètre A et B pour le quadrant amont (Murphy 1972).

Tableau V.3 : les données principales pour déterminer les deux profils de déversoir

Notion	Valeur
P	2
K	2
n	1.85
He	1.48
Hd	1.036
A	0.29
B	0.17

En utilisant la formule en remplaçant la valeur de A et B on trouve les coordonnées (X,Y) pour le quadrant amont de déversoir

Tableau V.4 : coordonnées (X, Y) pour le quadrant amont

Coordonnée X	Coordonnée Y
0	0
0.1	0.01
0.18	0.037
0.21	0.052
0.24	0.07
0.27	0.107
0.28	0.125
0.29	0.17

Profil aval (downstream profil) :

Le profil sélectionné pour le seuil du déversoir est présenté par l'équation $X^{1.85} = 2H_d^{0.85}y$

Tableau V.5 : coordonnée de profil aval de déversoir

Coordonnée X	Coordonnée Y
0	0.00
0.2	0.02
0.4	0.09
0.6	0.19
0.8	0.32
1	0.49
1.2	0.68
1.4	0.90
1.6	1.16
1.8	1.44
2	1.75
2.15	2.00

La nappe d'eau

Concernant le profil de la surface supérieure de la nappe traversant un déversoir standard de type WES, le tableau ci-dessous présente les valeurs des coordonnées adimensionnelles $X = x/H_d$ et $Y = y/H_d$ de la surface supérieure de la nappe pour des vitesses d'approche de l'écoulement négligeables et pour diverses valeurs de la charge relative H/H_d .

H/H_d = 0.5		H/H_d = 1		H/H_d = 1.33	
X=x/H_d	Y=y/H_d	X=x/H_d	Y=y/H_d	X=x/H_d	Y=y/H_d
-1	-0.49	-1	-0.933	-1	-1.21
-0.8	-0.484	-0.8	-0.915	-0.8	-1.185
-0.6	-0.475	-0.6	-0.893	-0.6	-1.151
-0.4	-0.460	-0.4	-0.865	-0.4	-1.11
-0.2	-0.425	-0.2	-0.821	-0.2	-1.06
0	-0.371	0	-0.755	0	-1
0.2	-0.3	0.2	-0.681	0.2	-0.019
0.4	-0.2	0.4	-0.586	0.4	-0.821
0.6	-0.075	0.6	-0.465	0.6	-0.705
0.8	0.075	0.8	-0.32	0.8	-0.569
1	0.258	1	-0.145	1	-0.411
1.2	0.48	1.2	0.055	1.2	-0.22
1.4	0.705	1.4	0.294	1.4	-0.002
1.6	0.972	1.6	0.563	1.6	0.243
1.8	1.269	1.8	0.857	1.8	0.531

Figure V.4 : : coordonnée de la nappe liquide franchissant un déversoir standard type WES

Chapitre V : Etude détailler des ouvrage annexes

On détermine par interpolation les coordonnées de la nappe pour notre cas spécifique en utilisant les valeurs disponibles dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : coordonnée de nappe d'eau supérieure

$X=x/Hd$	$Y=y/Hd$	X	Y
-1	-0.933	-1.48	-1.38
-0.8	-0.915	-1.18	-1.35
-0.6	-0.893	-0.89	-1.32
-0.4	-0.865	-0.59	-1.28
-0.2	-0.821	-0.30	-1.22
0	-0.755	0.00	-1.12
0.2	-0.681	0.30	-1.01
0.4	-0.586	0.59	-0.87
0.6	-0.465	0.89	-0.69
0.8	-0.32	1.18	-0.47
1	-0.145	1.48	-0.21
1.2	0.055	1.78	0.08
1.4	0.294	2.07	0.44
1.6	0.563	2.37	0.83
1.8	0.857	2.66	1.27

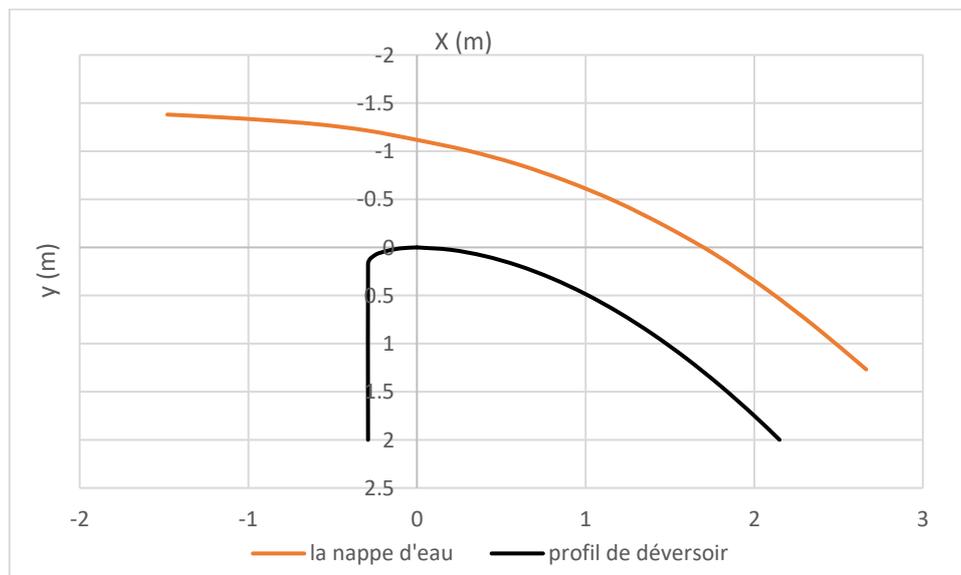


Figure V.5 : profil final de déversoir

V.2.7.3 Chenal d'écoulement :

Situé juste après le déversoir, le chenal est de forme rectangulaire, avec une longueur de 9,45 m et une pente légère de 0,1 %. L'écoulement dans le chenal doit être fluvial, afin de permettre la transition vers un écoulement torrentiel à son extrémité aval, où commence le coursier.

Détermination la profondeur critique h_{cr} :

$$h_{cr} = \left(\frac{q^2}{g}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (V.12)$$

$$h_{cr} = \left(\frac{(31.37)^2}{g \times 12^2}\right)^{\frac{1}{3}} = 0.89m$$

Avec ;

Le débit spécifique par unité de la largeur $qs = 2.61 \text{ m}^3/s/l$

La largeur du chenal d'écoulement $bch = 12m$

Détermination de la pente critique :

$$Q = \frac{1}{n} \times S \times R^{2/3} \times \sqrt{ic} \quad (V.13)$$

Avec

ic : la pente critique.

S : la section mouillée donnée ($b \times hc$)

R : rayon hydraulique ($R = S/P$).

n : coefficient de Manning ($n = 0.014$ pour le béton).

$ic = 0.43\% > 0.1\%$ la condition est vérifier

Détermination de la profondeur normale :

Se détermine par Manning-Strickler :

$$Q = \frac{1}{n} \times (b \times hn) \times \left(\frac{bhn}{b+2hn}\right)^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{i} \quad (V.14)$$

Avec ;

Q : débit de projet en m^3/s

b : la largeur du chenal d'écoulement en m

hn : la profondeur normal

i : la pente du chenal ($i = 0.001m/m$).

Le calcul de la profondeur a été fait par itération

$hn = 1.172 \text{ m} > 0.89$

Donc en conclure que le régime d'écoulement au niveau du chenal est fluvial.

Hauteur du mur bajoyer

$$Hm = NPHE - NNR + R \quad (V.15)$$

$$Hm = 2.5 \text{ m}$$

V.2.7.4 Convergent :

Le convergent dans un évacuateur de crue est une structure essentielle qui dirige et accélère l'écoulement de l'eau en augmentant progressivement sa vitesse tout en réduisant la section transversale du flux. Sa fonction principale est de canaliser l'eau depuis le chenal vers le coursier, facilitant ainsi la transition d'un écoulement fluvial en fin de chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier grâce au resserrement des parois.

Larguer à l'entrée du coursier :

Pour le dimensionnement du convergent on doit vérifier la relation de l'angle du convergent qui permettra une transition acceptable pour le coursier, elle est donnée par la relation suivante :

$$\text{Tan}\theta < \frac{1}{KFr} \quad (V.16)$$

Avec

Fr est le nombre de fraude donnée par :

$$Fr = \frac{V}{(g \times h)^{\frac{1}{2}}} \quad (V.17)$$

Et

$$V1 = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{b \times hn} = 2.23 \text{ m/s}$$

D'ou

$$Fr1 = \frac{V}{(g \times h)^{\frac{1}{2}}} = 0.7$$

Donc

$$\frac{1}{3Fr} = 0.476$$

Selon (Augustin.AG ,2004) la longueur du convergent est donnée par ;

$$L = 1.6 \times (b1 - b2) \quad (V.18)$$

Tel que ;

b1 :la largeur à l'entrée du convergent (b1 = 12m)

b2 :la largeur a la sortie du convergent (on prend b2=5m)

D'ou

$$Lc = 11.2 \text{ m}$$

On doit vérifier la relation précédente pour b2 = 5m

$$\tan\theta < \frac{1}{3Fr}$$

$$\tan\theta = \frac{(12-5)/2}{11.5} = 0.3 < 0.476 \text{ Condition vérifier}$$

Profondeur à l'entrée du coursier :

$$hc = \left(\frac{(31.37)^2}{g \times 5^2}\right)^{\frac{1}{3}} = 1.59 \text{ m} \quad (V.19)$$

D'où ;

$$V = 3.94 \text{ m/s}$$

V.2.7.5 Coursier :

Le coursier est nécessaire pour conduire le flux d'eau déversé jusqu'au point de restitution en aval du barrage. Leur longueur et leur configuration dépendent principalement du type de barrage et des caractéristiques topographiques du site. En général, les coursiers à ciel ouvert à section transversale rectangulaire adoptent un tracé rectiligne, car ils sont conçus pour gérer des écoulements torrentiels à surface libre, qui sont difficiles à rediriger.

Calcul de la profondeur normale

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy).

$$Q = S.C.\sqrt{R.I}$$

Avec : S : section du coursier $S = b \times h_n$

I : pente du coursier

C : coefficient de Chézy $C = R^{1/6} / n$

R : rayon hydraulique

Tableau V.7 : Paramètre de calcul a l'entré de coursier

Paramètre	Valeur
La profondeur critique (m)	1.59
Profondeur normal (m)	0.447
Larguer (m)	5
Longueur (m)	81
La vitesse (m/s)	3.94
n	0.014

Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :

Le calcul de la ligne d'eau dans un coursier par la méthode d'intégration indirecte est une technique couramment utilisée en hydraulique pour déterminer la variation de la profondeur d'eau le long du coursier. Cette méthode repose sur l'intégration d'équations différentielles qui décrivent l'évolution de la hauteur d'eau en fonction de la longueur du coursier.

Équation Fondamentale :

L'équation générale de la ligne d'eau (ou profil de la surface libre) pour un écoulement permanent est donnée par

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - S_f}{1 - F^2} \quad (V.20)$$

Où ;

y : est la profondeur d'eau.

x : est la distance le long du coursier.

S₀ : est la pente du fond du coursier.

S_f : est la pente de l'énergie.

Fr : est le nombre de Froude.

Approximation de la pente de la ligne d'énergie (Sf)

La pente de la ligne d'énergie S_f est souvent approximée en utilisant l'équation de Manning :

$$S_f = \frac{n^2 \times Q^2}{R^{\frac{4}{3}} \times A^2} \quad (V.21)$$

Où :

n est le coefficient de rugosité de Manning,

Q est le débit(m³/s)

R est le rayon hydraulique,

A est la section transversale du coursier en m².

Formulation en Différences Finies

En utilisant cette approximation pour S_f l'équation différentielle peut être transformée en une équation en différences finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - \frac{n^2 \times Q^2}{R^{\frac{4}{3}} \times A^2}}{1 - F^2} \quad (V.22)$$

Cette équation est ensuite résolue numériquement en avançant le long du canal pour obtenir le profil de la ligne d'eau.

Calcul par étapes :

Étape 1 : Assigner des valeurs initiales pour y_i

Commencez avec une valeur initiale pour la hauteur d'eau (y_i).

Étape 2 : Calculer les paramètres pour chaque segment :

Hauteur moyenne (h_{moy}) : $\frac{y_i + y_{i+1}}{2}$

Section mouillée moyenne (S_{moy}) : $b \times h_{moy}$

Périmètre mouillé moyen (P_{moy}) : $b + 2h_{moy}$

Rayon hydraulique moyen (R_{moy}) : s_{moy} / p_{moy}

Calculer Sf et Δx pour chaque valeur de y_i en utilisant la formule de l'intégration indirecte

Étape 3 : Calculer et cumuler Δx

Pour chaque y_i , calculez Δx et cumulez jusqu'à ce que la somme de Δx atteigne la longueur totale L du coursier (81 m).

Les résultats du calcul de la ligne d'eau dans le coursier en utilisant la méthode des intégrations indirecte sont présenté dans le tableau V.8

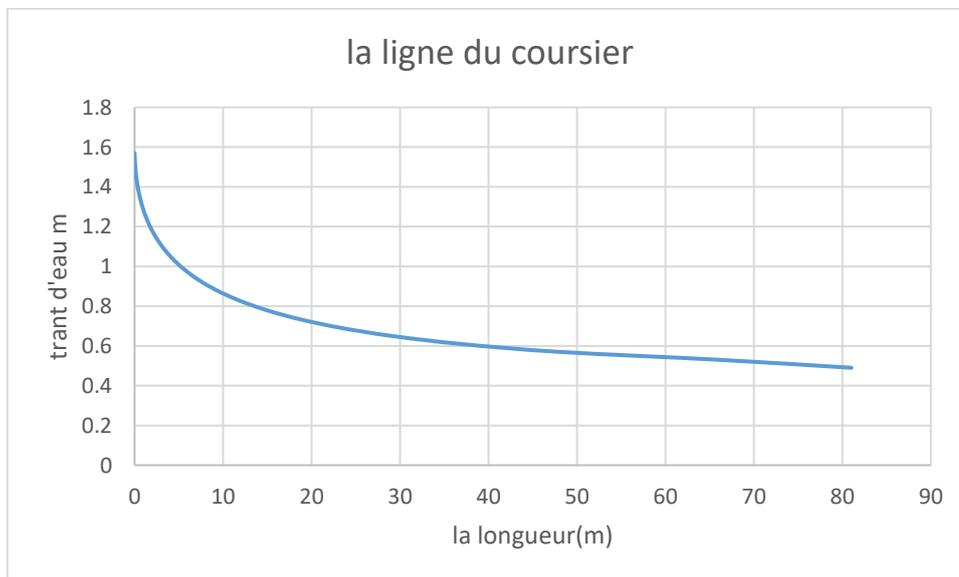


Figure V.6 : présentation graphique de la ligne d'eau

Chapitre V : Etude détailler des ouvrage annexes

Tableau V.8 : Résultat de calcul de la ligne d'eau dans le coursier

y	Ymoy (m)	Smoy (m ²)	Pmoy (m)	Rmoy	V (m/s)	fr	1-fr ²	sf	s0-sf	dx	L(m)
1.59											
1.55	1.57	7.85	8.14	0.964	4.00	1.02	-0.04	0.003	0.137	-0.011	0
1.51	1.53	7.65	8.06	0.949	4.10	1.06	-0.12	0.004	0.136	-0.035	0.04
1.47	1.49	7.45	7.98	0.934	4.21	1.10	-0.21	0.004	0.136	-0.063	0.10
1.43	1.45	7.25	7.9	0.918	4.33	1.15	-0.32	0.004	0.136	-0.093	0.19
1.39	1.41	7.05	7.82	0.902	4.45	1.20	-0.43	0.004	0.136	-0.127	0.32
1.35	1.37	6.85	7.74	0.885	4.58	1.25	-0.56	0.005	0.135	-0.166	0.48
1.31	1.33	6.65	7.66	0.868	4.72	1.31	-0.71	0.005	0.135	-0.209	0.69
1.27	1.29	6.45	7.58	0.851	4.86	1.37	-0.87	0.006	0.134	-0.259	0.95
1.23	1.25	6.25	7.5	0.833	5.02	1.43	-1.05	0.006	0.134	-0.315	1.27
1.19	1.21	6.05	7.42	0.815	5.19	1.50	-1.26	0.007	0.133	-0.380	1.65
1.15	1.17	5.85	7.34	0.797	5.36	1.58	-1.51	0.008	0.132	-0.455	2.10
1.11	1.13	5.65	7.26	0.778	5.55	1.67	-1.78	0.008	0.132	-0.541	2.64
1.07	1.09	5.45	7.18	0.759	5.76	1.76	-2.10	0.009	0.131	-0.643	3.29
1.03	1.05	5.25	7.1	0.739	5.98	1.86	-2.47	0.010	0.130	-0.762	4.05
0.99	1.01	5.05	7.02	0.719	6.21	1.97	-2.89	0.012	0.128	-0.903	4.95
0.95	0.97	4.85	6.94	0.699	6.47	2.10	-3.40	0.013	0.127	-1.072	6.02
0.91	0.93	4.65	6.86	0.678	6.75	2.23	-3.99	0.015	0.125	-1.276	7.30
0.87	0.89	4.45	6.78	0.656	7.05	2.39	-4.69	0.017	0.123	-1.527	8.83
0.83	0.85	4.25	6.7	0.634	7.38	2.56	-5.53	0.020	0.120	-1.838	10.66
0.79	0.81	4.05	6.62	0.612	7.75	2.75	-6.55	0.023	0.117	-2.233	12.90
0.75	0.77	3.85	6.54	0.589	8.15	2.96	-7.79	0.026	0.114	-2.742	15.64
0.71	0.73	3.65	6.46	0.565	8.59	3.21	-9.31	0.031	0.109	-3.418	19.06
0.67	0.69	3.45	6.38	0.541	9.09	3.49	-11.21	0.037	0.103	-4.346	23.40
0.63	0.65	3.25	6.3	0.516	9.65	3.82	-13.61	0.044	0.096	-5.679	29.08
0.59	0.61	3.05	6.22	0.490	10.29	4.20	-16.68	0.054	0.086	-7.723	36.81
0.55	0.57	2.85	6.14	0.464	11.01	4.65	-20.67	0.066	0.074	-11.18	47.99
0.51	0.53	2.65	6.06	0.437	11.84	5.19	-25.95	0.083	0.057	-18.13	66.12
0.47	0.49	2.45	5.98	0.410	12.80	5.84	-33.11	0.106	0.034	-14.9	81.02

En résumé les résultats de calcul de la ligne d'eau dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : résultat obtenu après le calcul de ligne d'eau (sortie du coursier)

La hauteur d'eau	0.47 m
La vitesse	12.8 m/s
Nombre de Froude	5.84

Hauteur du mur

- A l'entrée

$$H_m = h_n + r_e \quad (V.23)$$

H_n : hauteur de l'eau a l'entrée

R : la revanche donnée par ; $R = 0.6 + 0.05 \times V_c \times h^{0.33}$

AN ;

$$R = R = 0.6 + 0.05 \times 3.94 \times 1.59^{0.33} = 0.83 \text{ m}$$

$$H_m = 2.5 \text{ m}$$

- La sortie

$$H_m = h_n + r_e \quad (V.24)$$

H_n : hauteur de l'eau a la Sortie du coursier

R : la revanche donnée par ; $R = 0.6 + 0.05 \times V_c \times h^{0.33}$

AN ;

$$R = R = 0.6 + 0.05 \times 12.8 \times 0.47^{0.33} = 1.1 \text{ m}$$

$$H_m = 1.6 \text{ m}$$

V.2.7.6 Bassin de dissipation (stilling basin):

Toutes les retenus d'eau qui risquent d'être alimentées par des débits importants non Contrôlables comme ceux qui proviennent d'une crue, doivent être équipées d'un ouvrage d'évacuation qui permet une dérivation efficace des eaux excédentaires. L'eau évacuée et conduite par un coursier jusqu'au pied de la retenue atteint souvent une vitesse très élevée.

Ce débit à haute vitesse peut endommager, à cause de l'importance quantité d'énergie Cinétique le lit naturel de la rivière à l'aval de la retenue. La seule manière de Contrôler l'écoulement est de dissiper l'énergie mécanique, et d'obtenir par des moyens appropriés un écoulement a vitesse convenable dans le lit de la rivière. Ces ouvrages sont appelés « bassins amortisseurs ou dissipateurs d'énergie ».

Un grand nombre de types de bassins amortisseurs a été développé, à cause des différentes configurations et types de barrages, de la topographie et de la géologie ainsi que les conditions hydrauliques. Les différentes méthodes utilisables pour dissiper l'énergie cinétique de l'eau, ont étudiées de façon approfondie par le U.S. Bureau of Réclamation et les résultats de ces études ont été publiés dans « Design of Small Dams ».

Les essais menés par le Bureau de Réclamation (USBR) ont démontré que le ressaut hydraulique est directement influencé par le nombre de Froude.

Dans notre cas $Fr = 5.84 > 4.5$ et $V = 12.8 \text{ m/s} < 15$ on opte pour un bassin de dissipation type II qui présenté dans la figure suivante :

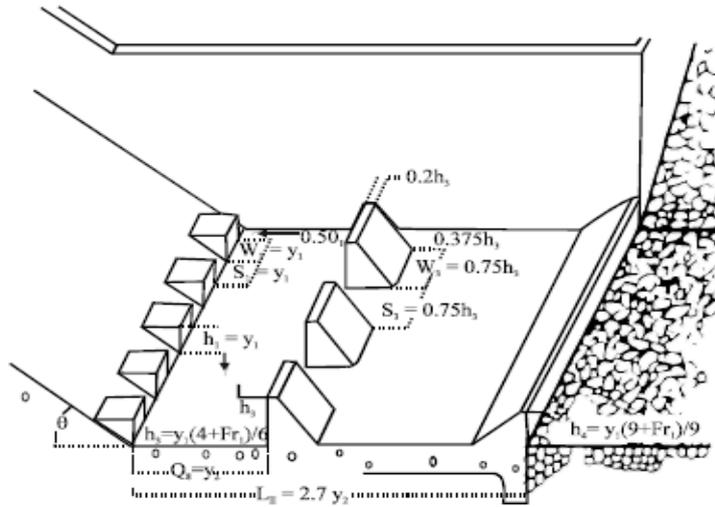


Figure V.7 : schéma du bassin a ressaut type II

Détermination des caractéristiques du ressaut en fonction du nombre de Froude.

A partir de l'abaque ;

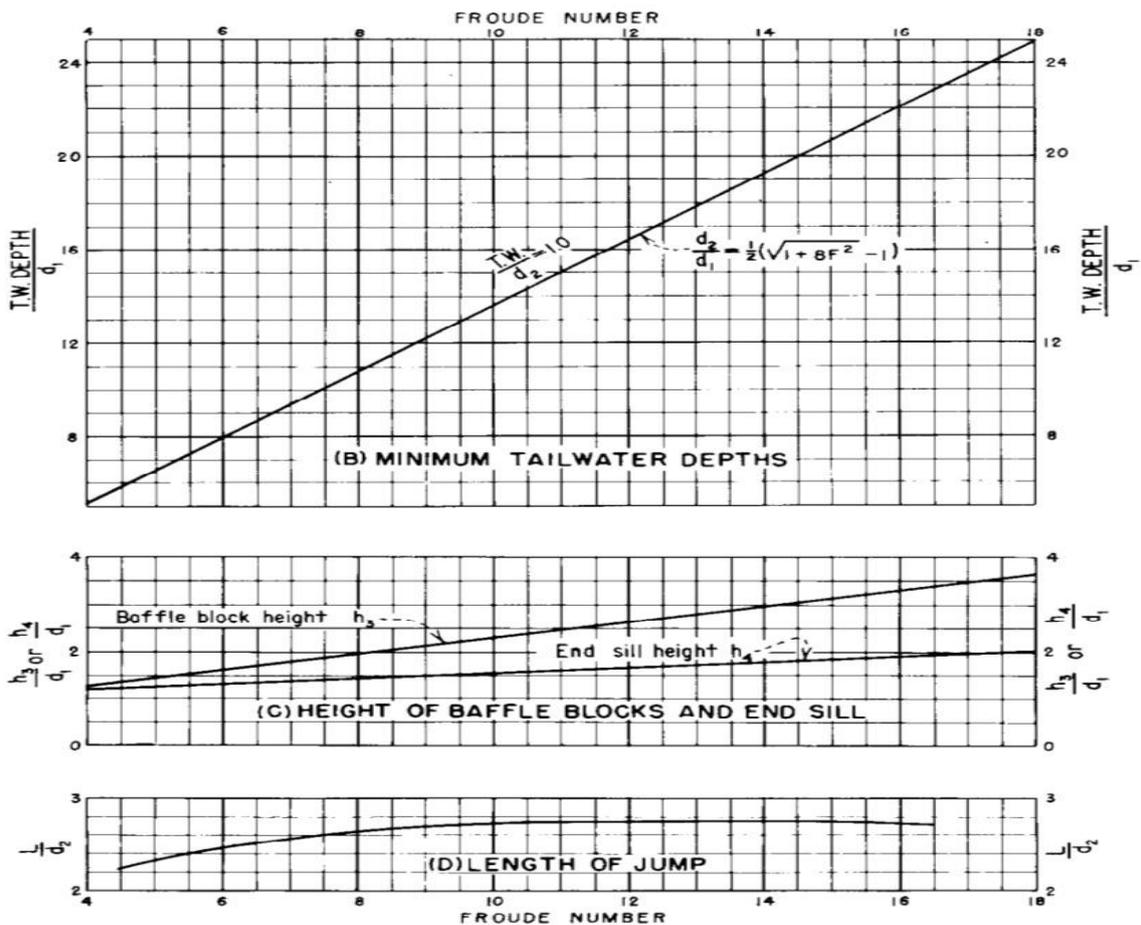


Figure V.8 : caractérisation du bassin de dissipation type II (Design of Small Dams)

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 0.5 \times (\sqrt{1 + 8F^2} - 1) = 7.8 \quad (V.25)$$

Y2 : hauteur d'eau après le ressaut en (m)

Y1 : hauteur d'eau avant le ressaut en (m)

D'où

$$Y_2 = 3.66 \text{ m}$$

La longueur du bassin est déterminée selon l'abaque

$$\frac{L}{Y_2} = 2.4$$

D'où

$$L = 8.78 \text{ m} \approx 8.8 \text{ m}$$

Dimensionnement des bloc chute :

- **La hauteur des blocs**

$$h_1 = y_1 = 0.47 \text{ m}$$

- **La largeur des blocs**

$$W_1 = y_1 = 0.47 \text{ m}$$

- **Espacement entre deux blocs successifs**

$$S_1 = y_1 = 0.47 = 0.47 \text{ m}$$

- **Espacement le premier bloc et le mur :**

$$d_1 = 0.5y_1 = 0.235 \text{ m}$$

Dimensionnement des bloc chicane (baffle blocks) :

- **La du Hauteur du bloc chicane :**

$$\frac{h_3}{y_1} = 1.6 \text{ donc } h_3 = 1.6 * y_1 = 0.75 \text{ m}$$

- **La largeur des blocs**

$$W_3 = 0.75 h_3 = 0.56 \text{ m}$$

- **Espacement entre deux blocs successifs**

$$S_3 = 0.75 h_3 = 0.56 \text{ m}$$

- **Espacement le premier bloc et le mur :**

$$d_3 = 0.375 h_3 = 0.28 \text{ m}$$

- **Epaisseur du bloc chicane**

$$e_3 = 0.2 h_3 = 0.15 \text{ m}$$

- **Seuil terminal (End sill)**

$h_4 = 0.658 \text{ m}$ (d'après l'abaque)

- **distance entre les bloc chute et bloc chicane :**

$$D = 0.8y_2 = 2.928$$

Hauteur du mur

$$H_m = y_2 + r$$

$$R = 1 \text{ m}$$

$$H_m = 4.66 \text{ m}$$

V.2.7.7 Ouvrage de fuite

Un canal de forme rectangulaire a été conçu en aval du bassin de dissipation pour diriger l'eau vers l'oued.

Calcul hydraulique :

- **Profondeur critique**

$$h_c = K \times \left(1 - \frac{\sigma c}{3} + 0.0015 \times \sigma c^2 \right) \quad (V.26)$$

Avec;

$$K = \left(\frac{q^2}{9.81} \right)^{1/3} = 1.59$$

$$\sigma c = \frac{K}{b} = 0.318$$

D'ou

$$h_c = 1.42$$

- La pente critique:

$$i_c = \left(\left[\frac{Q \times n \times p^{2/3}}{S^3} \right] \right)^2 = 0.44\% \quad (V.27)$$

Avec ;

i_c :pente du fond de canal en %

Q : Débit évacuer (31.37 m³/s).

S : Section mouillée (S = 7.1 m²)

P : périmètre mouillé (p=7.84 m).

- **Profondeur normale**

$$Q = \frac{1}{n} \times (b \times hn) \times \left(\frac{bhn}{b + 2hn} \right)^{2/3} \times \sqrt{i} \quad (V.28)$$

Avec ;

Q: débit de projet en m³/s

b : la largeur du canal en m.

hn : la profondeur normal du canal

i :la pente du canal.

Par un calcul itératif on détermine la profondeur normale

hn = 1.62 m

d'où

$$V = \frac{Q}{S} = 3.87 \text{ m/s}$$

Le canal sera protégé en aval par enrochement dans le but d'éviter les risques d'affouillement et les conséquences néfastes qu'ils entraînent.

Conclusion

Les ouvrages annexes, comprenant l'évacuateur de crue latéral, l'ouvrage de prise d'eau et la vidange de fond, sont essentiels pour assurer la sécurité et l'efficacité de la retenue. Ils permettent une gestion maîtrisée des crues, un approvisionnement fiable en eau pour l'irrigation et une maintenance facilitée, garantissant ainsi la durabilité de la structure et la protection contre les risques hydrologiques.

Planification et Organisation de chantier

Introduction

L'organisation d'un chantier englobe toutes les dispositions prises pour garantir l'exécution d'un projet ou d'une tâche dans des conditions optimales. Elle vise à définir et à coordonner les ressources nécessaires à la réalisation de l'œuvre, tout en restant fidèle aux directives générales imposées par le maître de l'ouvrage. Ces directives se concentrent principalement sur trois aspects clés : la rapidité d'exécution, l'efficacité économique, et la qualité du travail réalisé.

VI.1 Organisation générale de chantier

Quelle que soit sa taille, une entreprise doit toujours optimiser l'utilisation de son personnel et de son matériel. Chaque projet requiert une organisation rigoureuse, qui découle d'une réflexion approfondie. Cette organisation prend en compte le volume des travaux, les délais et les conditions d'exécution, ce qui permet de prévoir :

- Ordre et répartition des travaux (Tâches).
- Les installations nécessaires, en déterminant les emplacements et les ressources indispensables au bon déroulement des travaux ;
- Les différents travaux de réalisation.
- Les moyens de chantier et de transport pour assurer l'approvisionnement et le bon fonctionnement du projet.
- Le programme d'exécution, qui définit les durées de réalisation de chaque tâche en fonction de l'importance de l'ouvrage et des ressources disponibles.

VI.1.1 Ordre et répartition des travaux (Tâches).

L'exécution des travaux sur un chantier de barrage doit être soigneusement planifiée pour assurer un déroulement fluide des opérations. Les étapes suivantes sont généralement suivies :

- Création d'un accès routier permet de faciliter le transport des matériaux et des équipements nécessaires à la construction. Cet accès doit être suffisamment large et robuste pour supporter le passage des engins lourds.
- Mettre en place tout le matériel et les installations nécessaires, y compris les équipements techniques, les installations temporaires pour le personnel, et les infrastructures de base comme les voies de circulation et les zones de stockage.
- Travaux préparatoires et aménagement du site.
- Construction de la Prise d'Eau et du Dispositif de Vidange
- Construction de la digue et l'évacuateur de crue
- Une fois le barrage achevé, le remplissage du réservoir peut commencer.

VI.1.2 Les installations nécessaires :

Avant le début des travaux principaux, une série de préparatifs et d'installations doivent être effectués pour préparer le chantier et assurer son bon déroulement.

VI.1.2.1 Terrains et Zones de Stockage :

En tenant compte de la proximité avec le chantier pour minimiser les coûts de transport, un terrain spacieux doit être prévu autour de la prise d'eau pour accueillir les zones de stockage des matériaux, les voies de circulation des engins, et les espaces nécessaires à l'installation progressive des équipements et des postes de travail. Les zones de stockage doivent être adaptées aux matériaux stockés, avec des zones couvertes pour les matériaux sensibles aux intempéries (comme le ciment) et des zones à ciel ouvert pour les agrégats.

VI.1.2.2 Installation des bases-vie :

Le personnel du chantier doit disposer d'installations adéquates pour assurer son bien-être et sa productivité. Ces installations comprennent :

Dortoirs :

Logements temporaires pour le personnel, qui doivent être confortables et fonctionnels.

Vestiaires et Réfectoires :

Espaces pour se changer et prendre les repas, équipés de manière à respecter les normes d'hygiène et de sécurité.

Installations Sanitaires :

Douches, toilettes et autres équipements sanitaires indispensables.

Bureaux de Chantier :

Espaces de travail pour la gestion administrative et technique du chantier.

Installations pour la Réparation des Engins :

Bien que les réparations majeures ne se fassent pas sur le chantier, un atelier bien équipé doit être disponible pour les entretiens réguliers et les réparations urgentes des équipements.

Installations pour la Préfabrication :

Ces installations comprennent des hangars équipés pour la fabrication des éléments du barrage, comme les poutres, les dalles, et autres structures en béton ou en métal.

VI.1.3 Les différents travaux de réalisation

Voici les principales catégories de travaux :

VI.1.3.1 Travaux de Décapage

Cette préparation a pour but d'enlever une certaine épaisseur des terrains en place, c'est à-dire, les terres impropres à servir de fondations et les zones d'emprunt.

Les travaux comprenant l'enlèvement de la couche superficielle de terre végétale et éventuellement celui de terrains tourbeux.

VI.1.3.2 Travaux préalables aux terrassements :

Cette étape consiste à déplacer des quantités importantes de terre et de roche pour modeler le terrain selon les plans du projet (déblais -remblai). Les engins de terrassement, tels que les pelles mécaniques, bulldozers, et scrapers, sont utilisés pour cette tâche.

VI.1.3.3 Travaux et ouvrages provisoire d'écoulement des eaux

Les travaux et ouvrages provisoires d'écoulement des eaux pendant la réalisation d'un barrage sont essentiels pour garantir la sécurité du chantier et la continuité des travaux. Ces ouvrages permettent de contrôler et de détourner les eaux, qu'il s'agisse des eaux de surface ou des flux souterrains, afin de maintenir les zones de travail sèches et stables.

VI.1.3.4 Travaux de compactage :

Il vise à augmenter la densité des matériaux de remblai, à réduire leur perméabilité, et à améliorer leur résistance par des moyens mécaniques.

VI.1.3.5 Autres travaux :

Travaux de bétonnage

Construction du tapis drainant

Travaux pour les revêtements

VI.1.4 Les moyens de chantier et de transport

La construction d'un barrage nécessite une combinaison de moyens humains et matériels. Une planification adéquate de ces moyens est essentielle pour garantir l'efficacité et la qualité des travaux

VI.1.4.1 Moyens Humains :

Le chantier doit mobiliser une équipe qualifiée comprenant des ingénieurs, techniciens, et ouvriers spécialisés. Chaque membre de l'équipe doit posséder les compétences nécessaires pour réaliser les tâches qui lui sont attribuées. Les études préalables et la supervision de la construction doivent être assurées par des professionnels expérimentés.

VI.1.4.2 Moyen matériel

Dans la construction d'un barrage, les moyens matériels jouent un rôle important pour assurer l'efficacité et la qualité des travaux. Ces moyens comprennent divers types d'équipements et machines qui sont utilisés à différentes étapes du chantier, depuis la préparation du terrain jusqu'à la finition du barrage.

Engins de Terrassement:

- **Pelles Mécaniques Hydraulique** : Utilisées pour creuser des fossés, des tranchées et pour déplacer de grandes quantités de terre.
- **Bulldozers** : Machines robustes utilisées pour le déblaiement et le nivellement du sol. Ils sont particulièrement efficaces pour déplacer de grandes quantités de terre et pour préparer le terrain avant les travaux de compactage.

- **Chargeurs (à pneus ou à chenilles)** : Ces engins sont utilisés pour charger, transporter et décharger des matériaux.
- **Décapeuses (ou scrapers)** : Utilisées pour racler le sol, collecter des matériaux et les transporter sur de courtes distances.

Engine pour le compactage :

- **Compacteurs à Rouleaux Lisses** : Employés pour compacter les couches superficielles de matériaux cohérents.
- **Compacteurs à Pied Dameur (ou à Pied de Mouton)** : Spécifiquement utilisés pour les sols argileux, ils pénètrent plus profondément dans le sol, assurant un compactage efficace des couches inférieures.
- **Compacteurs à Rouleaux Vibrants** : Utilisés pour compacter les matériaux granuleux tels que les sables et les graviers.
- **Compacteurs à Pneus** : Adaptés pour le compactage des sols mixtes, ils offrent un compactage uniforme en surface et sont particulièrement utiles pour les couches intermédiaires du remblai.

Équipements de Levage :

- **Grues** : Utilisées pour soulever et déplacer des charges lourdes, telles que des blocs de béton, des tuyaux, et d'autres éléments préfabriqués.

Matériel pour les travaux de bétonnage :

- **Centrales à Béton** : Installées sur site pour assurer une production continue de béton frais, surtout pour les travaux de l'évacuateur de crue

Ces moyens matériels, adaptés à chaque phase du projet, sont essentiels pour garantir que les travaux sont réalisés efficacement, dans le respect des délais, et avec une qualité optimale

VI.2 Le programme d'exécution (planification) :

Pour établir un planning efficace, plusieurs approches peuvent être adoptées. La réussite de ce planning repose en grande partie sur la rigueur de son élaboration et, surtout, sur le choix judicieux de sa présentation. Une représentation claire, lisible, et facile à exploiter est essentielle. Elle conditionnera non seulement la qualité du suivi des travaux, mais aussi la capacité à prendre rapidement des mesures correctives en cours de chantier.

VI.2.1 Planification d'un projet

C'est l'organisation, la préparation technique du travail, la prévision et l'établissement du programme d'avancement des travaux, par tranches en quantités fixées dans le temps. La planification se traduit souvent par des représentations graphiques sous forme de diagrammes, communément appelés « plannings », qui indiquent les dates de début et de fin de chaque activité. Ces outils ne sont pas seulement essentiels pour la prise de décision du chef de projet,

mais servent également de moyen de communication entre tous les intervenants. Ils permettent ainsi de mieux maîtriser les interfaces du projet et d'assurer une coordination efficace.

VI.2.2 Les étapes nécessaires à la planification :

La planification d'un projet nécessite plusieurs étapes clés :

- **Collecte des informations** : Cette phase initiale implique la récolte de toutes les données essentielles, telles que les plans d'architecture, le cahier des charges, les normes de travail, les spécifications des matériaux, ainsi que leur coût.
- **Décomposition du projet** : Une fois les informations collectées, le projet est décomposé en opérations distinctes. Cette décomposition peut se faire par éléments de construction ou en fonction des ressources nécessaires.
- **Établissement des relations entre les opérations** : (Relation logique, Relation préférentielle).
- **Attribution des durées** : chaque opération se voit attribuer une durée spécifique, représentant le temps nécessaire à sa réalisation.

VI.2.3 Les modes de représentation de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification :

- **Méthode basée sur les réseaux** : Cette méthode utilise des diagrammes en réseau pour représenter les différentes tâches d'un projet et leurs interdépendances. Elle permet de visualiser les séquences des opérations, de déterminer le chemin critique, et d'identifier les marges de manœuvre dans le planning.
- **Méthode basée sur les graphiques** : Cette méthode utilise des graphiques tels que les diagrammes de Gantt pour représenter les tâches sur une échelle de temps. Elle offre une vue claire de la durée des activités, de leurs chevauchements, et des délais pour chacune d'entre elles.

VI.2.3.1 Méthode basée sur les réseaux

Il existe deux principales représentations dans cette méthode : le réseau à nœuds et le réseau à flèches.

Réseau à Nœuds (Activity on Node)

Nœuds : Chaque nœud représente une activité ou une tâche spécifique dans le projet

Flèches : Les flèches représentent les dépendances ou séquences entre les activités. Elles indiquent quelle activité doit être terminée avant qu'une autre ne puisse commencer

Réseau à Flèches (Activity on Arrow) :

Dans un réseau à flèches, ce sont les flèches qui représentent les activités, tandis que les nœuds montrent les points de début et de fin de ces activités.

Flèches : Chaque flèche représente une activité spécifique.

Nœuds : Les nœuds symbolisent les événements ou les points de départ et de fin des activités.

VI.2.3.2 Etape pour construire un réseau :

- **Identification des Activités**

- **Liste des Tâches** : Commencez par décomposer le projet en tâches ou activités distinctes. Chaque tâche doit être suffisamment spécifique pour être gérée de manière indépendante.
- **Durées** : Associez à chaque tâche une durée estimée pour sa réalisation.

- **Détermination des Dépendances**

- **Relations Logiques** : Définissez les dépendances entre les tâches. Par exemple, certaines tâches ne peuvent pas commencer avant que d'autres ne soient terminées (dépendance de fin à début).

- **Types de Dépendances** :

- **Fin à Début (Finish to Start, FS)** : La tâche B ne peut commencer qu'après l'achèvement de la tâche A.
- **Début à Début (Start to Start, SS)** : La tâche B peut commencer dès que la tâche A commencé.
- **Fin à Fin (Finish to Finish, FF)** : La tâche B ne peut se terminer que lorsque la tâche A est terminée.
- **Début à Fin (Start to Finish, SF)** : La tâche B ne peut se terminer qu'après le début de la tâche A (rarement utilisé).

- **Construction du Réseau**

- Réseau à Nœuds:

- **Créer les Nœuds** : Dessinez un nœud pour chaque tâche identifiée.
- **Relier les Nœuds avec des Flèches** : Tracez des flèches pour montrer les dépendances entre les tâches. Les flèches pointent de la tâche prédécesseur vers la tâche suivante.
- **Affectation des Durées** : Inscrivez les durées des tâches dans les nœuds correspondants.

- **Identification du Chemin Critique**

VI.2.3.3 Méthode du chemin critique :

Cette méthode identifie les tâches qui doivent être achevées à temps pour éviter de retarder l'ensemble du projet.

- **Avantages de la méthode CPM**

- **Visibilité** : Permet de visualiser les tâches critiques et de comprendre les interdépendances.
- **Contrôle** : Aide à prendre des décisions éclairées pour maintenir le projet dans les délais.
- **Prédictibilité** : Anticipe les retards potentiels et permet de planifier des actions correctives.

VI.2.3.4 Les paramètres de calcul

Les paramètres essentiels à l'exécution de cette méthode sont présentés dans le tableau suivant

Tableau VI.1 : paramètre de calcul pour la méthode CPM

Paramètre	Abréviation
Date de commencement au plus tôt	DCP
Date de commencement au plus tard	DCPP
Date de finition au plus tard	DFPP
Temps de réalisation	TR
Date de finition au plus tôt	DFP
Marge totale.	MT

VI.2.3.5 Identification du chemin critique

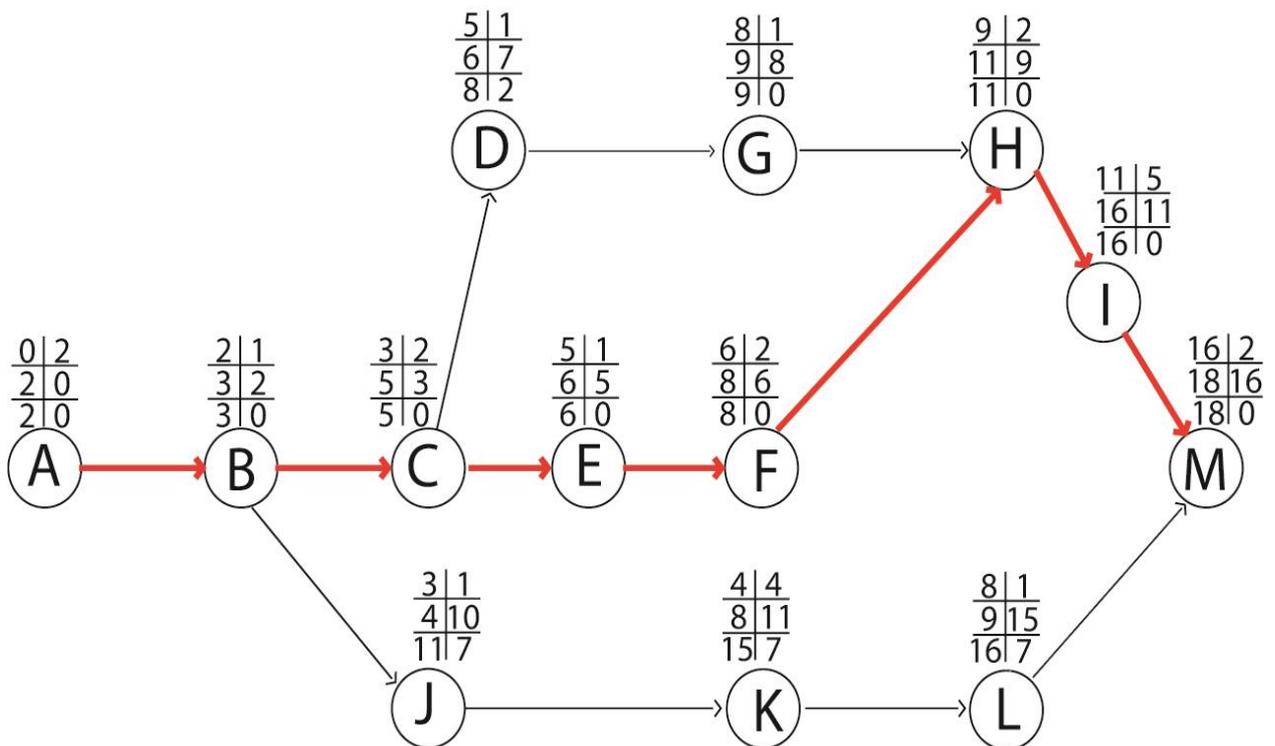
Le chemin critique est le chemin avec la durée totale la plus longue entre le début et la fin du projet. Les tâches sur ce chemin ne peuvent pas être retardées sans affecter la date de fin du projet.

- **Marge totale (MT)** : La différence entre la date au plus tard et la date au plus tôt pour chaque tâche. Une marge totale de zéro indique que la tâche fait partie du chemin critique.
- **Séquence des opérations (les taches)** :

Les différentes phases de travaux est présenté dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : différentes phases de travaux (séquence)

sequence des travaux	Opération	Durée (mois)
Aménagement des accès au chantier	A	2
Mise en place des installations de chantier	B	1
Déviations des oueds et batardeau	C	2
L'enlèvement des terres végétales sous la digue	D	1
Déboisement de la cuvette	E	1
preparation des zones d'emprunt	F	2
Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	G	1
Exécution des filtres et système de drainage	H	2
Remblai compacté et travaux de revêtement	I	5
Excavations de l'évacuateur de crues	J	1
Génie civil de l'évacuateur de crues	K	4
equipment hydraulique	L	1
Réalisation des finitions	M	1



Figures VI.1 : schéma critique par la méthode des nœuds

D'après le schéma précédent ; la Durée totale estimée : Environ 17 mois

VI.2.4 Devis quantitatif et estimatif de la digue et des ouvrages annexes :

Le devis estimatif et quantitatif est représenté dans le tableau suivant/

Tableau VI.3 : devis estimatif et quantitatif pour la digue est les ouvrage annexe

matériaux	quantité (m3)	prix unitair	cout (DA)
décapage	3233.34	200	646667.34
rechrge (argile)	84405.97	700	59084177
sable	1077.33	1500	1616001.8
gravier	1436.45	1500	2154669.1
enrochement (rip-rap)	3232.00	2000	6464007.3
TVO	2751.95	700	1926366.4
gravier + bitume	176	2000	352000
drain et filtre	7965.7421	1800	14338336
béton	789.66	45000	35534700
Conduite de prise et vidange de fond	100ml/500mm	20000	2000000
		TTC	124116924.5
		TVA (19%)	23582215.66
		Total	147699140

Conclusion générale :

Dans le cadre de notre projet intitulé étude détaillée pour la conception d'une retenue collinaire sur l'oued Bou Kdaha, dans la wilaya de Constantine.

Au cours de ce travail, nous avons pu appliquer nos connaissances en hydraulique, hydrologie, géologie et géotechnique à un cas pratique. Les résultats obtenus confirment le choix favorable de l'emplacement, ainsi que la validité des études géotechniques et hydrologiques.

La zone d'emprunt présente des caractéristiques satisfaisantes, notamment en ce qui concerne la quantité de sols disponibles, ce qui a orienté la conception vers une digue homogène de 15 mètres de hauteur, permettant un stockage de 0,283 Mm³ avec un débit de crue estimé à 47 m³/s

La stabilité des talus face aux risques d'infiltration et de renard est également assurée. Les conditions topographiques ont orienté le choix vers un ouvrage d'évacuation de type latéral à entonnement frontal adapté à la configuration du terrain, implanté sur la rive droite en tandis que la prise d'eau et la vidange de fond sont combinées avec une conduite de 500 mm de diamètre.

En conclusion, ce travail nous a permis d'intégrer les connaissances théoriques acquises durant notre formation dans une étude pratique d'implantation d'une retenue collinaire dédiée à l'irrigation, sur le site de l'oued Bou Kdaha.

Références bibliographiques

- Ramarao, V.S., Reddy, M.G.M. & Sahu, K.C. Optimization of hydraulic design of approach channel of spillway by hydraulic model studies. J. Eng. Appl. Sci. 70, 136 (2023).
- Mihoubi, M.K. (2014) Manuel de dimensionnement d'un barrage réservoir en remblai, ENSH, Blida.
- COIFFAIT, P.E., 1992. Un bassin post-nappes dans son cadre structural : l'exemple du bassin de Constantine (Algérie Nord-Orientale). Thèse Doctorat Es-Sciences, Paris
- VILA, J.M., 1980. La chaîne alpine orientale et des confins algéro-tunisiens. Thèse Es-Sei. Paris,
- Rachid BOUGDAL*, Djelloul BELHAI* et Pierre ANTOINE : Géologie détaillée de la ville de constantine et ses alentours : une donnée de base pour l'étude des glissements de terrain (2007)
- Tim Stephens 2010. Manual on small earth dams A guide to siting, design and construction page 25
- B. BENLAOUKLI 2020 cours de géologie des barrages page 52 ENSH Blida
- Touaibia, B. 2004 Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida
- Touabia, B. 2001 Régularisation des débits, ENSH Blida.
- Chuzeville, B 1990 l'hydrologie tropicale et appliquée,
- Ph. Bois, Ch. Obléd et I. Zin. Introduction au traitement de données en hydrologie par
- BODY K. 1981. Analyse fréquentielle des pluies de l'Algérie. Synthèse régionale. ANRH. Constantine.
- Michel Poupart (2006) Maîtrise du risque crue pour les grands barrages réservoirs, La Houille Blanche.
- Jacques LAVABRE. prédétermination de la crue de projet, Cemagref chapitre 2
- Saad, Bennis, 2007. Hydraulique et hydrologie 2ème édition. Montréal : Presses de l'Université du Québec, 2007. 452p. Sciences et Techniques. ISBN 978-2-7605-1521-5)
- W. REMINI, B. REMINI. la sédimentation dans les barrages de l'Afrique du nord (BENLAOUKLI. B cours les barrages en remblai)
- Rodríguez, B. A. and S. La Rosa (2004). Manuel de conception et projets typiques des digues en terre.
- CFBR : Comité français des barrages et réservoirs « barrage en remblai zoné »
<http://www.barrages-cfbr.eu/CFBR> :
- Douglas. P: filter design criteria and their application bachelor of civil engineering auburn university auburn, alabama 1968

J.M. Tinland : Conception actuelle des vidanges de fond des barrages d'EDF LA HOUILLE BLANCHE/N° 2/3-1992

Ramarao, V.S., Reddy, M.G.M. & Sahu, K.C. Optimization of hydraulic design of approach channel of spillway by hydraulic model studies. J. Eng. Appl. Sci. 70, 136 (2023).

WES : U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station

Agustín A.G, (2004) Manuel de conception des évacuateurs de crues, page33.

United States Department of the interior. (1987) Design of small dam, 3eme edition.

COURS DES BARRAGES EN TERRE (barrage en terre) ENSA Oujda disponible sur <https://fr.scribd.com/document/395955333/barrage-en-terre3-pdf>

CFBR : Comite français des barrages et réservoirs « barrage en remblai zoné »
<http://www.barrages-cfbr.eu/CFBR> :

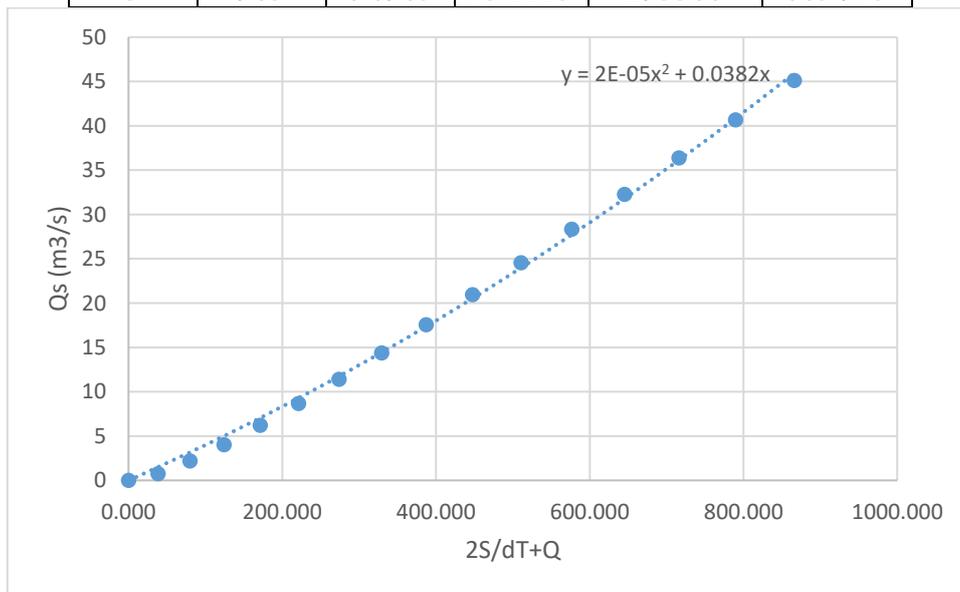
ANNEXES A

Pluies moyennes mensuelles et annuelles de la station de ain el bey constantine

Année	sep	oct	nov	dec	jan	feb	mar	apr	may	jun	jul	aug	annuelle
1984	37.5	139.3	8.5	330.1	64.1	34.3	177.4	22.2	72.7	1.1	1.6	0.1	888.9
1985	60	30.5	24.9	31.7	110.4	35.2	96.5	35.1	9.9	22.8	1.5	18.3	476.8
1986	30.4	53.1	107.7	99.6	50.8	153.5	80.2	24.2	40.4	5.2	21.6	2.5	669.2
1987	1.6	42.6	35.7	24.1	70.6	56.9	61.8	33.6	34	56.1	6	1.1	424.1
1988	43.9	1.4	22.9	172.2	31.2	61.1	45.7	56.8	24	29.4	12.7	26.2	527.5
1989	31.4	75.3	31.2	11.5	93.1	0	28.7	30.3	46.6	12.3	3	26.2	389.6
1990	13.7	9.1	89.5	124.6	25.1	79.5	95.4	55.9	52	15.5	0.2	0.8	561.3
1991	44.1	67.1	25.6	15	53.3	36.4	57.1	138.5	106.4	11.7	8	4.8	568
1992	43.2	14.9	117.5	174.6	55.5	53.7	30.1	12.4	46.8	11	0.6	4.7	565
1993	15.8	19	28	134.4	60.9	96.2	17.3	72.4	2.6	0	0.6	1.3	448.5
1994	18.8	118.5	7.9	51	226.7	19.5	86.8	36.2	7.3	69.9	0	5.8	648.4
1995	49.9	9.1	41.4	22.7	99.9	187	50.3	59.9	58.6	43.4	3.1	6.3	631.6
1996	14	15.3	30.8	47.9	38.8	21.5	39.6	43.6	19.9	22.2	3.2	10.4	307.2
1997	78.5	50.5	102.1	75.1	42.3	60.4	36.5	78.1	60.4	16.5	0	7.9	608.3
1998	74.7	33	150.3	58.5	90.4	44.1	44.9	31.7	27.9	23.5	7.9	1.2	588.1
1999	84.5	24	80.2	111	21.2	18.5	19.7	32.6	79.7	38.9	0	28	538.3
2000	17.9	46.4	29.2	58.9	121.9	34.4	21	43.6	42.1	0	0.2	3.6	419.2
2001	92.2	11.7	25.4	19.9	28.1	53.5	19.8	33.7	11.3	3.4	19.1	9.7	327.8
2002	15.6	32.9	133.1	117.1	203.8	56.5	32.6	115.5	23.5	6.3	12.6	8.4	757.9
2003	55.2	43.9	22.4	178.7	92.2	13	61.2	52.3	73.9	31	0	5.1	628.9
2004	34.7	45.1	155.1	202.5	64.9	87.3	40.7	64.4	11.3	3.5	3.7	4.4	717.6
2005	17.3	5.5	23	74.6	106.1	71	39.5	21.1	85.5	3.4	0.2	25.3	472.5
2006	47.2	8.6	21.2	148	18.3	40.2	150.3	89.4	22.2	15.1	2.4	13.1	576
2007	53.2	37.6	38.9	131.9	12.6	15.4	102.9	22.6	62.6	20.3	3.9	11.2	513.1
2008	68.2	22.2	47.1	24.6	105.7	59.5	76	133	71.5	0.6	6.1	24.6	639.1
2009	136.5	54.8	24.3	61.1	96.4	43.8	57.9	85.2	72.9	16.5	8.6	18.7	676.7
2010	27.4	76.1	110.1	38.5	82.9	54.4	68.2	60.6	60.9	32.9	1	6.7	619.7
2011	10.6	112.9	25	65.6	39.6	114.7	75.9	84.9	11.2	3.9	1.1	25.9	571.3
2012	39.9	39.2	46.4	30.7	49.7	134.9	55.4	71.6	12.4	3.4	2.9	20.3	506.8
2013	20.5	27	154.2	44	54.8	52.1	158	5.9	51.2	27.9	1.8	0.3	597.7
2014	20	27.2	26.7	122.8	61.6	37.5	132.4	27.1	33	23.5	0.4	0.9	513.1
2015	42.3	76.1	43	0	43.8	22.7	97.2	55.6	85.5	9.2	0.7	9.5	485.6
2016	25.3	25.5	34.4	8.6	101.7	36.1	0	14.7	4.4	17.2	12.9	19	299.8
2017	28.8	44	7.42	60.6	88.6	33.2	14.4	25.6	2.9	15.3	4.8	0.2	325.82
2018	23.5	19.2	19.3	29.6	140.5	57.5	65.5	66.9	56.2	0	7	10.3	495.5

Calcul de la courbe caractéristique B = 4m

H m	Cote m	Akm ²	Q m ³ /s	S m ³	2S/dT+Q
0	902	0.0655	0	0	0.000
0.2	902.2	0.0677	0.77652	13540	38.388
0.4	902.4	0.0699	2.19632	27960	79.863
0.6	902.6	0.0721	4.0349	43260	124.202
0.8	902.8	0.0743	6.21213	59440	171.323
1	903	0.0765	8.68172	76500	221.182
1.2	903.2	0.0787	11.4124	94440	273.746
1.4	903.4	0.0809	14.3813	113260	328.992
1.6	903.6	0.0831	17.5706	132960	386.904
1.8	903.8	0.0853	20.9659	153540	447.466
2	904	0.0875	24.5556	175000	510.667
2.2	904.2	0.0897	28.3295	197340	576.496
2.4	904.4	0.0919	32.2792	220560	644.946
2.6	904.6	0.0941	36.397	244660	716.008
2.8	904.8	0.0963	40.6764	269640	789.676
3	905	0.0985	45.1115	295500	865.945



Courbe caractéristique pour b = 4 m

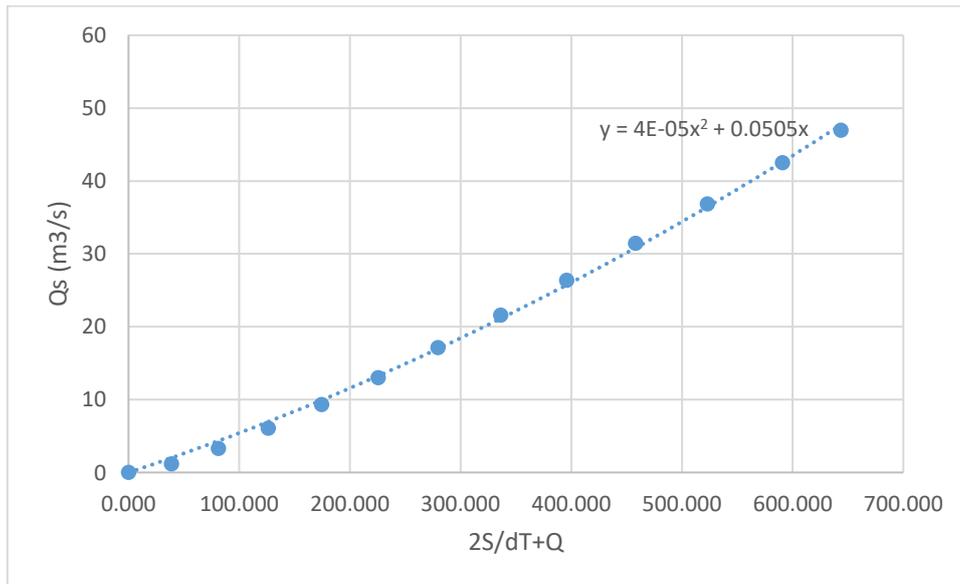
Hydrogramme laminé pour b = 6 m

T	I1	I1+I2	2S/DT+Q	2S/DT+Q)-2Q	QS
0	0.00	0.53	0	0	0.00
0.2	0.53	2.63	0.53	0.49	0.02
0.4	2.11	6.84	3.12	2.88	0.12
0.6	4.74	13.16	9.72	8.97	0.37
0.8	8.42	21.58	22.13	20.42	0.86
1	13.16	32.10	42.00	38.72	1.64
1.2	18.95	44.74	70.82	65.21	2.81
1.4	25.79	59.47	109.95	101.07	4.44
1.6	33.68	80.68	160.54	147.24	6.65
1.89	47.00	90.84	227.92	208.43	9.75
2	43.84	82.31	299.28	272.83	13.22
2.2	38.47	72.02	355.14	322.96	16.09
2.4	33.55	62.63	394.99	358.57	18.21
2.6	29.08	54.09	421.20	381.92	19.64
2.8	25.02	46.37	436.02	395.10	20.46
3	21.35	39.42	441.47	399.94	20.76
3.2	18.07	33.20	439.36	398.07	20.64
3.4	15.13	27.67	431.27	390.88	20.19
3.6	12.54	22.80	418.56	379.57	19.49
3.8	10.26	18.53	402.37	365.15	18.61
4	8.27	14.83	383.68	348.48	17.60
4.2	6.56	11.66	363.31	330.28	16.52
4.4	5.10	8.98	341.94	311.14	15.40
4.6	3.88	6.75	320.12	291.57	14.28
4.8	2.87	4.92	298.32	271.97	13.18
5	2.05	3.46	276.89	252.66	12.11
5.2	1.41	2.32	256.12	233.93	11.10
5.4	0.91	1.46	236.25	215.97	10.14
5.6	0.55	0.85	217.43	198.93	9.25
5.8	0.30	0.44	199.78	182.92	8.43
6	0.14	0.19	183.36	168.00	7.68
6.2	0.05	0.06	168.19	154.21	6.99
6.4	0.01	0.01	154.27	141.53	6.37
6.69	0.00	0.00	141.54	129.93	5.81

Calcul de la courbe caractéristique B = 6 m

H m	Cote m	Akm ²	Q m ³ /s	S m ³	2S/dT+Q
0	902	0.0655	0	0	0.000
0.2	902.2	0.0677	1.16477	13540	38.776
0.4	902.4	0.0699	3.29448	27960	80.961
0.6	902.6	0.0721	6.05235	43260	126.219
0.8	902.8	0.0743	9.3182	59440	174.429
1	903	0.0765	13.0226	76500	225.523
1.2	903.2	0.0787	17.1186	94440	279.452
1.4	903.4	0.0809	21.5719	113260	336.183
1.6	903.6	0.0831	26.3558	132960	395.689
1.8	903.8	0.0853	31.4489	153540	457.949
2	904	0.0875	36.8334	175000	522.945
2.2	904.2	0.0897	42.4943	197340	590.661
2.35	904.35	0.0914	46.9435	214763.85	643.510

Courbe caractéristique pour b = 6 m



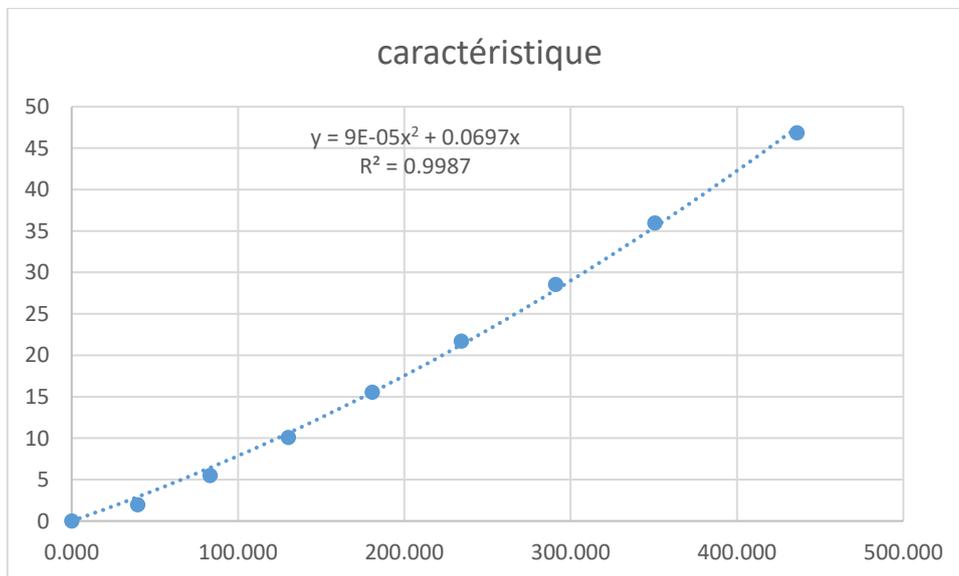
Hydrogramme laminé pour $b = 6m$

T	I1	I1+I2	2S/DT+Q	2S/DT+Q)-2Q	QS
0	0.00	0.53	0	0	0.00
0.2	0.53	2.63	0.53	0.47	0.03
0.4	2.11	6.84	3.10	2.79	0.16
0.6	4.74	13.16	9.63	8.65	0.49
0.8	8.42	21.58	21.81	19.57	1.12
1	13.16	32.10	41.15	36.86	2.15
1.2	18.95	44.74	68.96	61.61	3.67
1.4	25.79	59.47	106.35	94.70	5.82
1.6	33.68	80.68	154.18	136.70	8.74
1.89	47.00	90.84	217.39	191.65	12.87
2	43.84	82.31	282.49	247.58	17.46
2.2	38.47	72.02	329.89	287.86	21.01
2.4	33.55	62.63	359.89	313.18	23.35
2.6	29.08	54.09	375.81	326.55	24.63
2.8	25.02	46.37	380.64	330.61	25.02
3	21.35	39.42	376.98	327.53	24.72
3.2	18.07	33.20	366.95	319.12	23.92
3.4	15.13	27.67	352.32	306.80	22.76
3.6	12.54	22.80	334.48	291.74	21.37
3.8	10.26	18.53	314.54	274.86	19.84
4	8.27	14.83	293.39	256.87	18.26
4.2	6.56	11.66	271.70	238.36	16.67
4.4	5.10	8.98	250.02	219.77	15.13
4.6	3.88	6.75	228.75	201.46	13.64
4.8	2.87	4.92	208.21	183.71	12.25
5	2.05	3.46	188.63	166.73	10.95
5.2	1.41	2.32	170.19	150.68	9.75
5.4	0.91	1.46	153.00	135.68	8.66
5.6	0.55	0.85	137.14	121.78	7.68
5.8	0.30	0.44	122.63	109.04	6.79
6	0.14	0.19	109.48	97.47	6.01
6.2	0.05	0.06	97.66	87.03	5.31
6.4	0.01	0.01	87.09	77.69	4.70
6.69	0.00	0.00	77.70	69.37	4.17

Calcul de la courbe caractéristique B = 10 m

H m	Cote m	Akm2	Q m3/s	S m3	2S/dT+Q
0	902	0.0655	0	0	0.000
0.2	902.2	0.0677	1.94129	13540	39.552
0.4	902.4	0.0699	5.4908	27960	83.157
0.6	902.6	0.0721	10.0872	43260	130.254
0.8	902.8	0.0743	15.5303	59440	180.641
1	903	0.0765	21.7043	76500	234.204
1.2	903.2	0.0787	28.531	94440	290.864
1.4	903.4	0.0809	35.9532	113260	350.564
1.67	903.67	0.08387	46.8404	140062.9	435.904

Courbe caractéristique pour b = 10 m



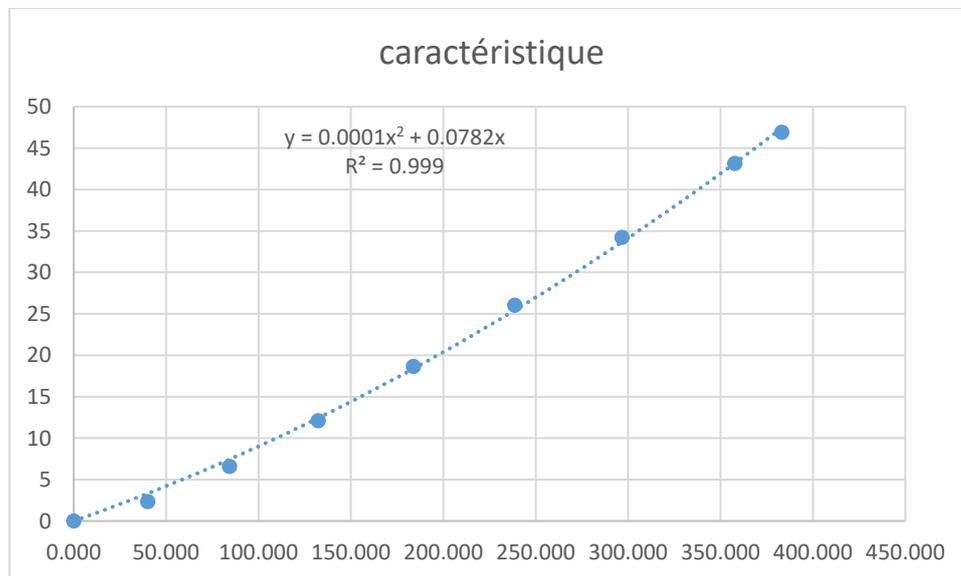
Hydrogramme laminé pour b = 10m

T	I1	I1+I2	2S/DT+Q	2S/DT+Q)-2Q	QS
0	0.00	0.53	0	0	0.00
0.2	0.53	2.63	0.53	0.45	0.04
0.4	2.11	6.84	3.08	2.65	0.22
0.6	4.74	13.16	9.49	8.15	0.67
0.8	8.42	21.58	21.31	18.26	1.53
1	13.16	32.10	39.84	34.00	2.92
1.2	18.95	44.74	66.10	56.10	5.00
1.4	25.79	59.47	100.84	84.95	7.94
1.6	33.68	80.68	144.42	120.54	11.94
1.89	47.00	90.84	201.22	165.88	17.67
2	43.84	82.31	256.72	209.07	23.83
2.2	38.47	72.02	291.38	235.48	27.95
2.4	33.55	62.63	307.51	247.62	29.94
2.6	29.08	54.09	310.25	249.67	30.29
2.8	25.02	46.37	303.77	244.81	29.48
3	21.35	39.42	291.18	235.33	27.93
3.2	18.07	33.20	274.75	222.86	25.94
3.4	15.13	27.67	256.06	208.56	23.75
3.6	12.54	22.80	236.24	193.26	21.49
3.8	10.26	18.53	216.06	177.54	19.26
4	8.27	14.83	196.07	161.81	17.13
4.2	6.56	11.66	176.65	146.41	15.12
4.4	5.10	8.98	158.07	131.54	13.27
4.6	3.88	6.75	140.52	117.38	11.57
4.8	2.87	4.92	124.13	104.05	10.04
5	2.05	3.46	108.97	91.64	8.66
5.2	1.41	2.32	95.10	80.22	7.44
5.4	0.91	1.46	82.53	69.80	6.37
5.6	0.55	0.85	71.27	60.42	5.42
5.8	0.30	0.44	61.27	52.05	4.61
6	0.14	0.19	52.49	44.68	3.91
6.2	0.05	0.06	44.87	38.25	3.31
6.4	0.01	0.01	38.31	32.71	2.80
6.69	0.00	0.00	32.72	27.96	2.38

Calcul de la courbe caractéristique B = 12 m

H m	Cote m	Akm2	Q m3/s	S m3	2S/dT+Q
0	902	0.0655	0	0	0.000
0.2	902.2	0.0677	2.32955	13540	39.941
0.4	902.4	0.0699	6.58896	27960	84.256
0.6	902.6	0.0721	12.1047	43260	132.271
0.8	902.8	0.0743	18.6364	59440	183.748
1	903	0.0765	26.0451	76500	238.545
1.2	903.2	0.0787	34.2372	94440	296.571
1.4	903.4	0.0809	43.1438	113260	357.755
1.48	903.48	0.08178	46.8942	121034.4	383.101

Courbe caractéristique pour b = 12m



Hydrogramme laminé pour b = 12m

T	I1	I1+I2	2S/DT+Q	2S/DT+Q)-2Q	QS
0	0.00	0.53	0	0	0.00
0.2	0.53	2.63	0.53	0.44	0.04
0.4	2.11	6.84	3.08	2.59	0.24
0.6	4.74	13.16	9.43	7.94	0.75
0.8	8.42	21.58	21.10	17.71	1.69
1	13.16	32.10	39.29	32.83	3.23
1.2	18.95	44.74	64.94	53.94	5.50
1.4	25.79	59.47	98.67	81.29	8.69
1.6	33.68	80.68	140.77	114.79	12.99
1.89	47.00	90.84	195.47	157.26	19.11
2	43.84	82.31	248.10	196.99	25.56
2.2	38.47	72.02	279.30	220.01	29.64
2.4	33.55	62.63	292.04	229.31	31.37
2.6	29.08	54.09	291.94	229.23	31.35
2.8	25.02	46.37	283.33	222.96	30.18
3	21.35	39.42	269.33	212.70	28.32
3.2	18.07	33.20	252.12	199.97	26.07
3.4	15.13	27.67	233.17	185.83	23.67
3.6	12.54	22.80	213.50	170.99	21.25
3.8	10.26	18.53	193.79	155.97	18.91
4	8.27	14.83	174.50	141.12	16.69
4.2	6.56	11.66	155.95	126.70	14.63
4.4	5.10	8.98	138.36	112.89	12.73
4.6	3.88	6.75	121.88	99.84	11.02
4.8	2.87	4.92	106.59	87.65	9.47
5	2.05	3.46	92.57	76.38	8.10
5.2	1.41	2.32	79.84	66.07	6.88
5.4	0.91	1.46	68.39	56.76	5.82
5.6	0.55	0.85	58.22	48.44	4.89
5.8	0.30	0.44	49.29	41.09	4.10
6	0.14	0.19	41.53	34.69	3.42
6.2	0.05	0.06	34.88	29.18	2.85
6.4	0.01	0.01	29.24	24.50	2.37
6.69	0.00	0.00	24.51	20.56	1.98

Volume de la digue pour b = 4m

coup	Hi	Bi	Si	Sm	Li	Vi	Vt
0	0	6.5	0	0	0	0	
1--1	4.01	28.555	71.288	35.6439	24.11	859.374	
2--2	5.3	35.65	113.023	92.1551	20	1843.1	
3--3	8.1	51.05	235.103	174.063	30	5221.88	
4--4	11.8	71.4	462.560	348.831	30	10464.9	
5--5	15.5	91.75	765.313	613.936	40	24557.5	
6--6	16.58	97.69	867.880	816.596	27.2	22211.4	108633
7--7	12.54	75.47	517.087	692.484	42.8	29638.3	
8--8	7.53	47.915	206.755	361.921	30	10857.6	
9--9	3.78	27.29	64.808	135.782	20	2715.63	
10	0	6.5	0	32.4041	8.11	262.797	

Volume de digue pour b = 8m

coup	Hi	Bi	Si	Sm	Li	Vi	Vt
0	0	6.5	0	0	0	0	
1--1	2.87	22.285	42.024	21.012	24.11	506.599	
2--2	4.16	29.38	75.670	58.8472	20	1176.94	
3--3	6.96	44.78	180.194	127.932	30	3837.97	
4--4	10.66	65.13	384.453	282.324	30	8469.71	
5--5	14.36	85.48	664.006	524.23	40	20969.2	
6--6	15.44	91.42	759.802	711.904	27.2	19363.8	90799.3
7--7	11.4	69.2	434.340	597.071	42.8	25554.6	
8--8	6.39	41.645	155.421	294.88	30	8846.41	
9--9	2.64	21.02	36.986	96.2036	20	1924.07	
10	0	6.5	0	18.4932	8.11	149.98	

Volume de digue pour b = 10m

coup	Hi	Bi	Si	Sm	Li	Vi	Vt
0	0	6.5	0	0	0	0	
1--1	2.6	20.8	36.140	18.07	24.11	435.668	
2--2	3.89	27.895	67.871	52.0054	20	1040.11	
3--3	6.69	43.295	168.237	118.054	30	3541.61	
4--4	10.39	63.645	367.001	267.619	30	8028.56	
5--5	14.09	83.995	641.060	504.03	40	20161.2	
6--6	15.17	89.935	735.252	688.156	27.2	18717.8	86843.8
7--7	11.13	67.715	415.789	575.52	42.8	24632.3	
8--8	6.12	40.16	144.310	280.049	30	8401.48	
9--9	2.37	19.535	31.444	87.8768	20	1757.54	
10	0	6.5	0	15.722	8.11	127.505	

Volume de digue pour b = 12 m

coup	Hi	Bi	Si	Sm	Li	Vi	Vt
0	0	6.5	0	0	0	0	
1--1	2.41	19.755	32.240	16.1199	24.11	388.65	
2--2	3.7	26.85	62.623	47.4311	20	948.623	
3--3	6.5	42.25	160.063	111.343	30	3340.28	
4--4	10.2	62.6	354.960	257.511	30	7725.34	
5--5	13.9	82.95	625.152	490.056	40	19602.3	
6--6	14.98	88.89	718.216	671.684	27.2	18269.8	84121.8
7--7	10.94	66.67	402.975	560.596	42.8	23993.5	
8--8	5.93	39.115	136.731	269.853	30	8095.59	
9--9	2.18	18.49	27.784	82.2575	20	1645.15	
10	0	6.5	0	13.8921	8.11	112.665	

Profil de déversoir (étude d'optimisation)

Bd= 4		Bd= 6		Bd= 8		Bd= 10		Bd= 12
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X
0	0	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0
0.5	0.05	0.4	0.04	0.3	0.03	0.3	0.03	0.2
1	0.19	0.8	0.16	0.7	0.15	0.6	0.13	0.5
1.5	0.41	1.2	0.34	1	0.28	0.8	0.21	0.7
2	0.69	1.6	0.58	1.3	0.46	1.1	0.39	1
2.5	1.05	2	0.87	1.6	0.68	1.4	0.60	1.2
3	1.47	2.4	1.22	2	1.03	1.7	0.86	1.5
3.5	1.95	2.8	1.62	2.3	1.33	2	1.17	1.7
4	2.50	3.2	2.08	2.6	1.67	2.3	1.51	2
4.5	3.11	3.44	2.38	2.83	1.95	2.6	1.89	2.3

Annexe B

Calcul de stabilité

Cas fin de construction

Talus aval R = 35.57

N°	h1	h2	h3	b	sin α	cos α	Gn	N	T	Ntan ϕ	dl	c.l	dn	a *gn*dn
-2	0.51	0	0	1.78	-0.18	0.98	1.53	1.50	-0.28	0.10	1.81	5.97	35.30	7.00
-1	1.95	0	0	3.557	-0.09	1.00	11.65	11.60	-1.06	0.81	3.57	11.79	34.60	52.41
0	3.6	0	0	3.557	0.00	1.00	21.51	21.51	0.00	1.51	3.56	11.74	33.79	94.50
1	4.8	0	0	3.557	0.09	1.00	28.68	28.56	2.61	2.00	3.57	11.79	33.53	125.03
2	5.68	0	0	3.557	0.18	0.98	33.94	33.38	6.17	2.34	3.62	11.94	32.79	144.69
3	6.18	0	0	3.557	0.27	0.96	36.93	35.53	10.07	2.49	3.70	12.20	32.63	156.65
4	6.27	0	0	3.557	0.36	0.93	37.47	34.90	13.62	2.44	3.82	12.60	32.72	159.37
5	5.9	0	0	3.557	0.45	0.89	35.26	31.40	16.03	2.20	3.99	13.18	33.04	151.44
6	4.97	0	0	3.557	0.55	0.84	29.70	24.89	16.20	1.74	4.24	14.00	33.61	129.77
7	3.34	0	0	3.557	0.64	0.77	19.96	15.40	12.70	1.08	4.61	15.22	34.39	89.23
8	1.28	0	0	2.27	0.73	0.69	4.88	3.35	3.55	0.23	3.31	10.91	35.04	22.24
									79.62	16.94			131.34	1132.32
													KSS	1.86
													KSA	1.33

Cas fin de construction

Talus aval R = 32.91

N°	h1	h2	h3	b	sin α	cos α	Gn	N	T	Ntan ϕ	dl	c.l	dn	a *gn*dn
-3	0.99	0	0	1.8	-0.23	0.97	2.99	2.91	-0.69	0.20	1.85	6.10	32.60	12.69
-2	1.76	0	0.46	3.191	-0.15	0.99	12.06	11.92	-1.86	0.96	3.23	12.46	31.82	49.90
-1	3.04	0	0.93	3.191	-0.08	1.00	21.61	21.55	-1.66	1.76	3.20	12.59	30.93	86.89
0	4.31	0	1.09	3.191	0.00	1.00	29.33	29.33	0.00	2.35	3.19	12.27	30.21	115.19
1	5.59	0	0.93	3.191	0.08	1.00	35.28	35.17	2.71	2.71	3.20	11.79	29.66	136.03
2	6.87	0	0.46	3.191	0.15	0.99	39.46	38.99	6.07	2.85	3.23	11.20	29.32	150.39
3	7.8	0	0	3.191	0.23	0.97	41.81	40.69	9.65	2.85	3.28	10.82	29.20	158.73
4	7.93	0	0	3.191	0.31	0.95	42.51	40.45	13.08	2.83	3.35	11.07	29.29	161.87
5	7.66	0	0	3.191	0.38	0.92	41.06	37.91	15.79	2.65	3.46	11.41	29.62	158.12
6	6.92	0	0	3.191	0.46	0.89	37.10	32.91	17.12	2.30	3.60	11.87	30.16	145.45
7	5.6	0	0	3.191	0.54	0.84	30.02	25.30	16.17	1.77	3.79	12.50	30.90	120.59
8	3.48	0	0	3.191	0.62	0.79	18.66	14.71	11.48	1.03	4.05	13.36	31.84	77.22
9	0.95	0	0	1.17	0.69	0.72	1.87	1.35	1.29	0.09	1.62	5.35	32.58	7.91
										89.16	24.37		142.80	1380.99
													KSS	1.87
													KSA	1.26

Cas fin de construction

Talus aval R = 27.15

N°	h1	h2	h3	b	sin α	cos α	Gn	N	T	Ntan ϕ	dl	c.l	dn	a *gn*dn
-5	0	0	0.27	1.09	-0.33	0.94	0.53	0.50	-0.18	0.06	1.16	6.94	26.95	1.85
-4	0.78	0	1.22	2.715	-0.27	0.96	9.49	9.14	-2.53	0.92	2.82	13.94	26.23	32.35
-3	1.87	0	2.23	2.715	-0.20	0.98	19.37	18.98	-3.87	1.84	2.77	13.21	25.19	63.42
-2	2.95	0	2.94	2.715	-0.13	0.99	27.74	27.50	-3.70	2.61	2.74	12.73	24.27	87.53
-1	4.04	0	3.35	2.715	-0.07	1.00	34.71	34.63	-2.31	3.21	2.72	12.31	23.47	105.90
0	5.12	0	3.49	2.715	0.00	1.00	40.31	40.31	0.00	3.64	2.72	11.93	22.84	119.70
1	6.21	0	3.35	2.715	0.07	1.00	44.61	44.51	2.97	3.90	2.72	11.55	22.39	129.83
2	7.3	0	2.94	2.715	0.13	0.99	47.58	47.16	6.34	3.98	2.74	11.16	22.15	137.02
3	8.38	0	2.24	2.715	0.20	0.98	49.11	48.12	9.82	3.88	2.77	10.72	22.13	141.28
4	9.45	0	1.24	2.715	0.27	0.96	49.13	47.35	13.10	3.59	2.82	10.18	22.35	142.75
5	10.41	0	0	2.715	0.33	0.94	47.48	44.77	15.83	3.13	2.88	9.50	22.79	140.68
6	9.7	0	0	2.715	0.40	0.92	44.24	40.55	17.70	2.84	2.96	9.78	23.45	134.88
7	8.45	0	0	2.715	0.47	0.88	38.54	34.09	17.99	2.39	3.07	10.13	24.31	121.80
8	6.44	0	0	2.715	0.53	0.85	29.37	24.85	15.67	1.74	3.21	10.59	25.35	96.80
9	3.3	0	0	2.715	0.60	0.80	15.05	12.04	9.03	0.84	3.39	11.20	26.45	51.76
												165.88		1507.54
												KSS		2.13
												KSA		1.35

Calcul de stabilité

Cas fin de construction ;

Talus amont R = 40.3

N°	h1	h2	h3	b	sin α	cos α	Gn	N	T	Ntan ϕ	dl	c.l	dn	a *gn*dn
-2	1.18	0	0	2.3	-0.18	0.98	4.56	4.48	-0.83	0.31	2.34	7.72	39.72	23.54
-1	3.09	0	0	4.03	-0.09	1.00	20.92	20.83	-1.90	1.46	4.05	13.35	38.74	105.36
0	4.64	0	0	4.03	0.00	1.00	31.41	31.41	0.00	2.20	4.03	13.30	37.96	155.03
1	5.8	0	0	4.03	0.09	1.00	39.27	39.11	3.57	2.74	4.05	13.35	37.40	190.92
2	6.51	0	0	4.03	0.18	0.98	44.08	43.34	8.01	3.03	4.10	13.52	37.09	212.52
3	6.86	0	0	4.03	0.27	0.96	46.44	44.68	12.67	3.13	4.19	13.82	37.04	223.64
4	6.7	0	0	4.03	0.36	0.93	45.36	42.26	16.50	2.96	4.33	14.28	37.26	219.72
5	6	0	0	4.03	0.45	0.89	40.62	36.18	18.46	2.53	4.52	14.93	37.73	199.25
6	4.68	0	0	4.03	0.55	0.84	31.69	26.56	17.28	1.86	4.81	15.87	38.45	158.38
7	2.56	0	0	4.03	0.64	0.77	17.33	13.37	11.03	0.94	5.22	17.24	39.39	88.75
8	0.62	0	0	1.1	0.73	0.69	1.15	0.79	0.83	0.06	1.60	5.29	40.00	5.96
							somme	303.02	85.63	21.21		142.68		1583.07
													KSS	1.91
													KSA	1.31

Calcul de stabilité

Cas fin de construction

Talus amont R = 35.7

N°	h1	h2	h3	b	sin α	cos α	Gn	N	T	Ntan ϕ	dl	c.l	dn	a *gn*dn	
-4	0.56	0	0.22	2.3	-0.29	0.96	3.07	2.94	-0.88	0.25	2.40	9.75	35.20	14.05	
-3	1.56	0	1.37	3.57	-0.21	0.98	18.11	17.69	-3.88	1.65	3.65	16.68	34.31	80.78	
-2	2.78	0	2.26	3.57	-0.14	0.99	31.12	30.80	-4.45	2.85	3.61	16.27	33.24	134.46	
-1	3.97	0	2.81	3.57	-0.07	1.00	41.77	41.66	-2.98	3.78	3.58	15.82	32.34	175.60	
0	5.16	0	2.98	3.57	0.00	1.00	49.99	49.99	0.00	4.41	3.57	15.31	31.63	205.56	
1	6.35	0	2.8	3.57	0.07	1.00	55.98	55.83	4.00	4.76	3.58	14.77	31.15	226.68	
2	7.54	0	2.26	3.57	0.14	0.99	59.66	59.05	8.52	4.81	3.61	14.15	30.92	239.83	
3	8.73	0	1.34	3.57	0.21	0.98	60.92	59.51	13.05	4.56	3.65	13.37	30.94	245.04	
4	9.92	0	0	3.57	0.29	0.96	59.50	57.02	17.00	3.99	3.73	12.29	31.22	241.47	
5	9.31	0	0	3.57	0.36	0.93	55.84	52.16	19.94	3.65	3.82	12.61	31.76	230.54	
6	8.14	0	0	3.57	0.43	0.90	48.82	44.11	20.92	3.09	3.95	13.04	32.54	206.52	
7	6.27	0	0	3.57	0.50	0.87	37.60	32.57	18.80	2.28	4.12	13.60	33.54	163.97	
8	3.38	0	0	3.57	0.57	0.82	20.27	16.64	11.58	1.16	4.35	14.36	34.71	91.47	
9	0.54	0	0	0.65	0.64	0.77	0.59	0.45	0.38	0.03	0.85	2.80	35.50	2.72	
								520.41	102.02	41.28			184.82		2258.68
												KSS	2.22		
												KSA	1.37		

Calcul de stabilité

Cas fin de construction

Talus amont R = 29.11

N°	h1	h2	h3	b	sin α	cos α	Gn	N	T	Ntan ϕ	dl	c.l	dn	a *gn*dn	
-6	0.37	0	0.4	1.46	-0.38	0.93	1.95	1.81	-0.73	0.17	1.57	7.41	28.79	7.31	
-5	1.09	0	1.8	2.911	-0.31	0.95	14.71	13.97	-4.60	1.41	3.06	15.27	27.87	53.30	
-4	2.06	0	3.27	2.911	-0.25	0.97	27.11	26.25	-6.78	2.64	3.01	14.90	26.70	94.11	
-3	3.03	0	4.36	2.911	-0.19	0.98	37.54	36.87	-7.04	3.67	2.96	14.50	25.61	124.97	
-2	4	0	5.11	2.911	-0.13	0.99	46.19	45.83	-5.77	4.49	2.93	14.13	24.66	148.07	
-1	4.97	0	5.55	2.911	-0.06	1.00	53.23	53.12	-3.33	5.12	2.92	13.78	23.88	165.23	
0	5.82	0	5.81	2.911	0.00	1.00	58.74	58.74	0.00	5.58	2.91	13.53	23.29	177.84	
1	6.91	0	5.55	2.911	0.06	1.00	62.71	62.59	3.92	5.78	2.92	13.13	22.92	186.86	
2	7.88	0	5.11	2.911	0.13	0.99	65.16	64.65	8.15	5.80	2.93	12.80	22.78	192.98	
3	8.85	0	4.35	2.911	0.19	0.98	65.95	64.78	12.37	5.60	2.96	12.42	22.89	196.24	
4	9.82	0	3.27	2.911	0.25	0.97	65.06	63.00	16.27	5.20	3.01	11.95	23.26	196.74	
5	10.79	0	1.8	2.911	0.31	0.95	62.15	59.04	19.42	4.55	3.06	11.30	23.87	192.85	
6	11.64	0	0	2.911	0.38	0.93	56.93	52.77	21.35	3.69	3.14	10.36	24.70	182.79	
7	10.11	0	0	2.911	0.44	0.90	49.44	44.46	21.63	3.11	3.24	10.68	25.74	165.45	
8	7.77	0	0	2.911	0.50	0.87	38.00	32.91	19.00	2.30	3.36	11.09	26.96	133.18	
9	3.99	0	0	2.87	0.56	0.83	19.24	15.91	10.82	1.11	3.47	11.46	28.29	70.75	
								696.69	104.67	60.24			198.70		2288.65
												KSS	2.47		
												KSA	1.41		

Calcul de stabilité

Cas fonctionnement normal

Talus aval R = 35.57

N°	h1	h2	h3	b	sin α	cos α	Gn	N	T	Ntan ϕ	dl	c.l	ui*dl	ui*dl*tan ϕ	dn	a *gn*dn
-2	0.51	0	0	1.78	-0.18	0.98	1.53	1.50	-0.28	0.10	1.81	5.97	0.00	0.00	35.30	7.00
-1	1.95	0	0	3.557	-0.09	1.00	11.65	11.60	-1.06	0.81	3.57	11.79	0.00	0.00	34.60	52.41
0	3.6	0	0	3.557	0.00	1.00	21.51	21.51	0.00	1.51	3.56	11.74	0.00	0.00	33.79	94.50
1	4.8	0	0	3.557	0.09	1.00	28.68	28.56	2.61	2.00	3.57	11.79	0.00	0.00	33.53	125.03
2	5.68	0	0	3.557	0.18	0.98	33.94	33.38	6.17	2.34	3.62	11.94	0.00	0.00	32.79	144.69
3	6.18	0	0	3.557	0.27	0.96	36.93	35.53	10.07	2.49	3.70	12.20	0.00	0.00	32.63	156.65
4	6.27	0	0	3.557	0.36	0.93	37.47	34.90	13.62	2.44	3.82	12.60	0.00	0.00	32.72	159.37
5	5.9	0	0	3.557	0.45	0.89	35.26	31.40	16.03	2.20	3.99	13.18	0.00	0.00	33.04	151.44
6	4.97	0	0	3.557	0.55	0.84	29.70	24.89	16.20	1.74	4.24	14.00	0.00	0.00	33.61	129.77
7	3.34	0	0	3.557	0.64	0.77	19.96	15.40	12.70	1.08	4.61	15.22	0.00	0.00	34.39	89.23
8	1.28	0	0	2.27	0.73	0.69	4.88	3.35	3.55	0.23	3.31	10.91	0.00	0.00	35.04	22.24
								242.03	79.62	16.94		131.34		0.00		1132.32
												KSS	1.86			
												KSA	1.33			

Calcul de stabilité

Cas fonctionnement normal

Talus aval R = 27.15

N°	h1	h2	h3	b	sin α	cos α	Gn	N	T	Ntan ϕ	dl	c.l	ui*dl	ui*dl*tan ϕ	dn	a *gn*dn	
-5	0	0	0.27	1.09	-0.33	0.94	0.53	0.50	-0.18	0.06	1.16	6.94	0.00	0.00	26.95	1.85	
-4	0.78	0	1.22	2.715	-0.27	0.96	9.49	9.14	-2.53	0.92	2.82	13.94	0.00	0.00	26.23	32.35	
-3	1.87	0	2.23	2.715	-0.20	0.98	19.37	18.98	-3.87	1.84	2.77	13.21	0.00	0.00	25.19	63.42	
-2	2.95	0	2.94	2.715	-0.13	0.99	27.74	27.50	-3.70	2.61	2.74	12.73	0.00	0.00	24.27	87.53	
-1	4.04	0	3.35	2.715	-0.07	1.00	34.71	34.63	-2.31	3.21	2.72	12.31	0.00	0.00	23.47	105.90	
0	5.12	0	3.49	2.715	0.00	1.00	40.31	40.31	0.00	3.64	2.72	11.93	0.00	0.00	22.84	119.70	
1	6.21	0	3.35	2.715	0.07	1.00	44.61	44.51	2.97	3.90	2.72	11.55	0.00	0.00	22.39	129.83	
2	7.3	0	2.94	2.715	0.13	0.99	47.58	47.16	6.34	3.98	2.74	11.16	0.00	0.00	22.15	137.02	
3	8.38	0	2.24	2.715	0.20	0.98	49.11	48.12	9.82	3.88	2.77	10.72	0.00	0.00	22.13	141.28	
4	9.45	0	1.24	2.715	0.27	0.96	49.13	47.35	13.10	3.59	2.82	10.18	0.00	0.00	22.35	142.75	
5	10.41	0	0	2.715	0.33	0.94	47.48	44.77	15.83	3.13	2.88	9.50	0.00	0.00	22.79	140.68	
6	9.7	0	0	2.715	0.40	0.92	44.24	40.55	17.70	2.84	2.96	9.78	0.00	0.00	23.45	134.88	
7	8.45	0	0	2.715	0.47	0.88	38.54	34.09	17.99	2.39	3.07	10.13	0.00	0.00	24.31	121.80	
8	6.44	0	0	2.715	0.53	0.85	29.37	24.85	15.67	1.74	3.21	10.59	0.00	0.00	25.35	96.80	
9	3.3	0	0	2.715	0.60	0.80	15.05	12.04	9.03	0.84	3.39	11.20	0.00	0.00	26.45	51.76	
									474.48	95.86	38.56			165.88			1507.54
												KSS	2.13				
												KSA	1.35				

Calcul de stabilité

Cas fonctionnement normal

Talus aval R = 28.7

N°	h1	h2	h3	b	sin α	cos α	Gn	N	T	Ntan ϕ	dl	c.l	ui*dl	ui*dl*tan ϕ	dn	a *gn*dn
-6	0	0	1.31	2.53	-0.38	0.93	5.93	5.50	-2.22	0.66	2.73	16.37	0.00	0.00	26.95	20.78
-5	0.3	0	2.76	2.87	-0.31	0.95	15.63	14.84	-4.88	1.71	3.02	17.33	0.00	0.00	26.23	53.28
-4	1.45	0	4.21	2.87	-0.25	0.97	28.62	27.71	-7.15	2.97	2.96	15.73	0.00	0.00	25.19	93.72
-3	2.6	0	5.27	2.87	-0.19	0.98	39.61	38.91	-7.43	4.03	2.92	14.92	0.00	0.00	24.27	124.97
-2	3.74	0	6.03	2.87	-0.13	0.99	49.01	48.63	-6.13	4.90	2.89	14.37	0.00	0.00	23.47	149.54
-1	4.89	0	6.46	2.87	-0.06	1.00	56.76	56.65	-3.55	5.58	2.88	13.91	0.00	0.00	22.84	168.55
0	6.04	0	6.61	2.87	0.00	1.00	63.08	63.08	0.00	6.06	2.87	13.52	0.00	0.00	22.39	183.61
1	7.19	0	6.46	2.87	0.06	1.00	67.85	67.72	4.24	6.34	2.88	13.16	0.00	0.00	22.15	195.39
2	8.33	0	6.03	2.87	0.13	0.99	71.14	70.58	8.89	6.42	2.89	12.83	0.00	0.00	22.13	204.67
3	9.48	0	5.29	2.87	0.19	0.98	72.89	71.59	13.67	6.29	2.92	12.47	0.00	0.00	22.35	211.77
4	10.63	0	4.21	2.87	0.25	0.97	72.88	70.57	18.22	5.94	2.96	12.05	0.00	0.00	22.79	215.93
5	11.78	0	2.76	2.87	0.31	0.95	70.98	67.42	22.18	5.36	3.02	11.52	0.00	0.00	23.45	216.37
6	11.58	2.11	0	2.87	0.38	0.93	55.83	51.76	20.94	3.62	3.10	10.22	6.53	0.46	24.31	176.45
7	10.81	1.67	0	2.87	0.44	0.90	52.12	46.87	22.80	3.28	3.19	10.53	5.33	0.37	25.35	171.77
8	10.13	0	0	2.87	0.50	0.87	48.84	42.30	24.42	2.96	3.31	10.94	0.00	0.00	26.45	167.95
9	5.42	0	0	2.87	0.56	0.83	26.13	21.61	14.70	1.51	3.47	11.46	0.00	0.00	26.45	89.86
								744.14	104.00	66.14		199.87		0.83		2354.74
												KSS	2.55			
												KSA	1.43			

Calcul de stabilité

Cas vidange rapide

Talus amont R = 40.3

N°	h1	h2	h3	b	sin α	cos α	Gn	N	T	Ntan ϕ	dl	c.l	ui*dl	ui*dl*tan ϕ	dn	a *gn*dn
-2	0	1.18	0	2.3	-0.18	0.98	2.88	2.83	-0.52	0.20	2.34	7.72	2.76	0.19	39.72	14.85
-1	0	3.09	0	4.03	-0.09	1.00	13.20	13.15	-1.20	0.92	4.05	13.35	12.50	0.88	38.74	66.48
0	0	4.64	0	4.03	0.00	1.00	19.82	19.82	0.00	1.39	4.03	13.30	18.70	1.31	37.96	97.81
1	0	5.8	0	4.03	0.09	1.00	24.78	24.67	2.25	1.73	4.05	13.35	23.47	1.64	37.40	120.46
2	0	6.51	0	4.03	0.18	0.98	27.81	27.35	5.06	1.91	4.10	13.52	26.68	1.87	37.09	134.09
3	0	6.86	0	4.03	0.27	0.96	29.30	28.19	7.99	1.97	4.19	13.82	28.74	2.01	37.04	141.11
4	0	6.7	0	4.03	0.36	0.93	28.62	26.66	10.41	1.87	4.33	14.28	28.99	2.03	37.26	138.63
5	0	6	0	4.03	0.45	0.89	25.63	22.83	11.65	1.60	4.52	14.93	27.15	1.90	37.73	125.72
6	1.52	3.16	0	4.03	0.55	0.84	23.79	19.94	12.98	1.40	4.81	15.87	15.19	1.06	38.45	118.91
7	2.55	0	0	4.03	0.64	0.77	17.26	13.32	10.99	0.93	5.22	17.24	0.00	0.00	39.39	88.41
8	0.62	0	0	1.1	0.73	0.69	1.15	0.79	0.83	0.06	1.60	5.29	0.00	0.00	40.00	5.96
								199.54	60.43	13.97		142.68		12.89		1052.43
												KSS	2.38			
												KSA	1.66			

Calcul de stabilité

Cas vidange rapide

Talus amont R = 35.7

N°	h1	h2	h3	b	sin α	cos α	Gn	N	T	Ntan ϕ	dl	c.l	ui*dl	ui*dl*tan ϕ	dn	a *gn*dn
-4	0	0.56	0.22	2.3	-0.29	0.96	2.27	2.18	-0.65	0.18	2.40	9.75	1.34	0.09	35.20	10.39
-3	0	1.56	1.37	3.57	-0.21	0.98	14.66	14.32	-3.14	1.34	3.65	16.68	5.70	0.40	34.31	65.38
-2	0	2.78	2.26	3.57	-0.14	0.99	24.96	24.71	-3.57	2.28	3.61	16.27	10.03	0.70	33.24	107.87
-1	0	3.97	2.81	3.57	-0.07	1.00	32.98	32.90	-2.36	2.98	3.58	15.82	14.21	0.99	32.34	138.65
0	0	5.16	2.98	3.57	0.00	1.00	38.57	38.57	0.00	3.41	3.57	15.31	18.42	1.29	31.63	158.59
1	0	6.35	2.8	3.57	0.07	1.00	41.92	41.82	2.99	3.57	3.58	14.77	22.73	1.59	31.15	169.77
2	0	7.54	2.26	3.57	0.14	0.99	42.97	42.53	6.14	3.47	3.61	14.15	27.20	1.90	30.92	172.74
3	0	8.73	1.34	3.57	0.21	0.98	41.60	40.63	8.91	3.11	3.65	13.37	31.91	2.23	30.94	167.32
4	0	9.92	0	3.57	0.29	0.96	37.54	35.97	10.73	2.52	3.73	12.29	36.95	2.59	31.22	152.36
5	0	9.31	0	3.57	0.36	0.93	35.23	32.91	12.58	2.30	3.82	12.61	35.58	2.49	31.76	145.46
6	0	8.14	0	3.57	0.43	0.90	30.80	27.83	13.20	1.95	3.95	13.04	32.16	2.25	32.54	130.30
7	6.27	0	0	3.57	0.50	0.87	37.60	32.57	18.80	2.28	4.12	13.60	0.00	0.00	33.54	163.97
8	3.38	0	0	3.57	0.57	0.82	20.27	16.64	11.58	1.16	4.35	14.36	0.00	0.00	34.71	91.47
9	0.54	0	0	0.65	0.64	0.77	0.59	0.45	0.38	0.03	0.85	2.80	0.00	0.00	35.50	2.72
								384.02	75.61	30.59		184.82		16.54		1677.00
												KSS	2.63			
												KSA	1.62			

Calcul de stabilité

Cas vidange rapide

Talus amont R = 29.11

N°	h1	h2	h3	b	sin α	cos α	Gn	N	T	Ntan ϕ	dl	c.l	ui*dl	ui*dl*tan ϕ	dn	a *gn*dn		
-6	0	0.37	0.4	1.46	-0.38	0.93	1.62	1.50	-0.61	0.14	1.57	7.41	0.58	0.04	28.79	6.06		
-5	0	1.1	1.8	2.911	-0.31	0.95	12.77	12.13	-3.99	1.23	3.06	15.25	3.37	0.24	27.87	46.28		
-4	0	2.06	3.27	2.911	-0.25	0.97	23.40	22.65	-5.85	2.28	3.01	14.90	6.19	0.43	26.70	81.21		
-3	0	3.03	4.36	2.911	-0.19	0.98	32.07	31.50	-6.01	3.13	2.96	14.50	8.98	0.63	25.61	106.76		
-2	0	4	5.11	2.911	-0.13	0.99	38.97	38.66	-4.87	3.79	2.93	14.13	11.74	0.82	24.66	124.93		
-1	0	4.97	5.55	2.911	-0.06	1.00	44.26	44.17	-2.77	4.26	2.92	13.78	14.50	1.01	23.88	137.39		
0	0	5.94	5.81	2.911	0.00	1.00	48.60	48.60	0.00	4.60	2.91	13.49	17.29	1.21	23.29	147.16		
1	0	6.91	5.55	2.911	0.06	1.00	50.24	50.14	3.14	4.63	2.92	13.13	20.15	1.41	22.92	149.70		
2	0	7.88	5.11	2.911	0.13	0.99	50.94	50.54	6.37	4.53	2.93	12.80	23.12	1.62	22.78	150.86		
3	0.55	8.3	4.35	2.911	0.19	0.98	50.97	50.06	9.56	4.33	2.96	12.42	24.60	1.72	22.89	151.66		
4	1.09	8.72	3.27	2.911	0.25	0.97	49.28	47.71	12.32	3.94	3.01	11.95	26.22	1.84	23.26	149.00		
5	1.58	9.21	1.8	2.911	0.31	0.95	45.53	43.25	14.23	3.34	3.06	11.30	28.22	1.98	23.87	141.27		
6	2.74	8.9	0	2.911	0.38	0.93	40.86	37.88	15.32	2.65	3.14	10.36	27.95	1.96	24.70	131.21		
7	3.85	6.15	0	2.911	0.44	0.90	37.81	34.00	16.54	2.38	3.24	10.68	19.91	1.39	25.74	126.50		
8	7.77	0	0	2.911	0.50	0.87	38.00	32.91	19.00	2.30	3.36	11.09	0.00	0.00	26.96	133.18		
9	3.99	0	0	2.87	0.56	0.83	19.24	15.91	10.82	1.11	3.47	11.46	0.00	0.00	28.29	70.75		
								561.62	83.20	48.65			198.64		16.30	1853.91		
													KSS	2.78				
													KSA	1.57				