

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

THEME DU PROJET :

**ETUDE D'UNE RETENUE COLLINAIRE
SUR OUED EL MA LESSOUED
(W. TEBESSA)**

PRESENTE PAR :

TORCHE Safa

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr. B.BENLAOUKLI	Maître de Conférences (A)	Président
Mr. M.D.BENSALAH	Maître Assistant (A)	Examineur
Mme. N.SAIL	Maître Assistante (A)	Examinatrice
Mr. A.ZEROUAL	Maître Assistant (A)	Examineur
Mr. I.ZAIBAK	Maître Assistant (B)	Promoteur

septembre 2016

Remerciement

Au terme de cette étude, je tiens en premier lieu à remercier Dieu qui m'a facilité le travail en mettant sur mon chemin des gens qui m'ont énormément aidé et soutenu.

J'exprime ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à mon encadreur **Mr I.ZAIBAK** pour ses conseils et l'intérêt qu'il a manifesté pendant la réalisation et la mise en forme de ce mémoire.

Mes sincères remerciements à mes professeurs, pour leurs orientations, leur aide précieuse durant toutes les années de mes études au sein de l'**ENSH**

Je remercie également le président et les membres du Jury qui me feront l'honneur de lire et juger mon travail.

Je m'adresse un remerciement particulier à **MrY. BOUZERDA** chef de projet dans le bureau d'étude Hydro Projet Est de Constantine pour sa grande collaboration.

Enfin un vif remerciement pour toutes les personnes ayant aidé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire même avec un simple geste ou un sourire, tout simplement mes amis de l'**EPST Annaba** et l'**ENSH Blida**.

Dédicasse

Avec tout mon amour éternel et avec l'intensité de mes émotions. Je dédie ce mémoire A l'âme de mon cher père, Que dieu l'accueille en son vaste paradis.

A tous ceux qui j'aime, Surtout:

Ma mère pour tous les sacrifices qui 'elle a consentis à mon égard, que dieu la protège et la garde .

Mes chères sœurs les plus adorables au monde :Mouna, Sana, Amel et Nounou et a nos petites anges Miral et Chanez;

Mes chers beaux-frères : Kamel et seif eddine ;

*Mes chères amies qui m'ont soutenu et aidé , Particulièrement a l'adorable qui a partagé avec moi ce mémoire depuis sa naissance **WISSEM** .*

« Finalement a tous ceux qui ont cru de moi et qui m'ont aidé ne serait ce que par un sourire sincère »

MAYA



ملخص

في السنوات الاخيرة، تعزز قطاع الموارد المائية بالجزائر بالعديد من المنشآت و المشاريع (سدود و حواجز مائية) نظرا لاهميتها و تأثيرها الايجابي في التنمية الزراعية. و في هذا الاطار تاتي هاته المذكرة لتتناول دراسة حاجز مائي على مستوى واد الماء الاسود بولاية تبسة بهدف زيادة قدرة التزويد بالمياه لسقي الاراضي الفلاحية بالمنطقة

تضم هاته الدراسة التقنية العديد من المحاور معالجة بطريقة مفصلة منها الجيولوجية، الطوبوغرافية و الهيدرولوجية وصولا الى اختيار نوع السد المناسب و التحقق من ثباته

Résumé.

Dans les dernières années ,le secteur d'eau en Algérie a été enrichi par plusieurs constructions et projets (des barrages et de retenue collinaires) vu leur importance et leur impact sur le développement de l'agriculture .Dans ce contexte, le présent mémoire est une étude d'une retenue collinaire sur l'oued de LMA LESSOUED dans la wilaya de Tebessa pour augmenter la capacité d'eau afin de satisfaire les besoins des périmètres d'irrigations dans la région.

Cette étude englobe plusieurs chapitres traités d'une façon détaillée tels que l'étude géologique, topographique et hydrologique en arrivant jusqu'au choix de la digue adaptée et la vérification sa stabilité.

Abstract

In recent years, the water sector in Algeria has been enriched by several constructions and projects (....) because their impact on the development of agriculture; In this context, the present work is a study about oued LMA LESSOUED wilaya of Tebessa in order to increase the capacity of water to meet the needs of irrigation perimeters in the region.

This study includes several chapters that deal with geological, topographical and hydrological parts until the selection of the appropriate type of the dam and testing its stability.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Présentation et synthèse de faisabilité

Introduction :.....	3
I.1. Présentation de la zone d'étude	3
I.1.1 Situation géographique.....	3
I.1.2. Topographie :.....	4
I.1.3.Géologique	5
I.3.1.1.Géologique du bassin versant :.....	5
I.3.1.2. Géologie du site et de la cuvette.....	5
I.1.4. Sismicité de la région	6
I.2. Synthèse de faisabilité de la retenue d'El MA LESSOUED :	7
I.2.1. Conditions hydrologiques	7
I.2.2.Condition géologique :	7
I.2.2.1. Site de la cuvette	7
I.2.3. Stabilité des versants	7
I.2.4.Etanchéité du site et de la cuvette :	7
I.2.5.Matériaux de constructions :	8
I.2.6. Condition d'évacuation des crues.....	8
I.3. Conclusion :	8

Chapitre II: Etude géologique et géotechnique

Introduction.....	10
II.1. Travaux de reconnaissances	10
II.1.1 Résultats des travaux de reconnaissances	11
II.1.1.1 : Etanchéité du site et de la cuvette	11
II.1.1.2. Matériaux d'emprunt	11
II.1.1.3 . Stabilité des versants :.....	12
II.2 . Essais géotechniques de laboratoire.....	12
II.3. Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue.....	15
II.4.Conclusion	16

Chapitre III : Etude Hydrologique

Introduction	18
III.1.Etude du bassin versant	18
III.1.1. Délimitation du bassin versant	19
III.1.2. Caractéristiques du bassin versant.....	19
III.1.3. Paramètres du relief	23
III.1.3.3. les indices de pente	25
III.1.4.Le réseau hydrographique et caractéristiques d'écoulement	27
III.1.4.1. La longueur du cours d'eau principal (L)	27
III.1.4.2. Le profil en long du cours d'eau	27
III.1.4.3. La pente moyenne d'un cours d'eau	29
III.1.4.4.La densité de drainage	29
III.1.4.5.La densité hydrographique et coefficient de torrentialité.....	29
III.2. Caractéristiques climatologiques de la région	33
III.2.1. Température.....	33
III.2.2. Précipitations :	33
III.2.3. Evaporation :	34
III.2.4. Le vent	35
III.2.5. L'insolation.....	36
III.2.6. Les crues.....	36
III.3. Etude des précipitations :	37
III.3.1 : Stations et données disponibles	37
III.3.2 : Critique des données observées :	37
III.4 :Définition de l'analyse fréquentielle.....	41
III.4.1 : Etude des pluies maximales journalières.....	42
III.4.2 :Ajustement des pluies maximales journalières.....	43
III.4.3 : Test d'adéquation pour les trois lois :	48
III.5 : La pluie de courtes durées	48
III.6.Évaluation des apports liquides	51
III.6.1. Apport moyen annuel (A0).....	51
III.6.2 : Caractéristiques de l'écoulement	54

III.6.3 : Estimation fréquentielle des apports.....	56
III.7. Étude de l'envasement de la retenue	57
III.7.1.Calcul du volume mort	59
III-8 Etude des crues:.....	60
III.8.1.Construction des hydrogrammes des crues (SOKOLOVSKY).....	67
III.8.2 :Choix de la crue de projet :.....	71
III.8.3Choix de la crue de chantier	72
III.9. Étude de la régularisation de la retenue.....	74
III.9.1. Courbes caractéristiques de la retenue.....	75
III.9.2. Détermination de la garantie de la restitution.....	77
III.9.2.1. La répartition des besoins en eau	77
III.9.2.2.Calcul du volume utile:.....	77
III.9.2.3.Régularisation saisonnière sans tenir compte Les pertes	78
III.9.2.4.Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	80
III.10 : Laminage des crues.....	83
III.11.Etude d'optimisation.....	87
III.11.1 La revanche.....	87
III-11-2 Largeur en crête	88
III.11.3.Calcul de coûts.....	89
Conclusion.....	93

Chapitre IV : Etude Des Variantes

Introduction	95
IV.1. Le choix du site du barrage	95
IV.2. Le choix du type de barrage :.....	95
IV.2.1. Les variantes à choisir :.....	96
IV.3. Définition du profil général.....	98
IV.3.1. Hauteur de barrage	99
IV.3.2. Calcul de la largeur en crête	100
IV.3.3. La longueur en crête	100
IV.3.4. Pentés des talus.....	100

IV.3.5. Revêtement de la crête et des talus de la digue	101
IV.3.5.1.Talus aval	101
IV.3.5.2.Talus amont :.....	101
IV.3.6. La crête :	104
IV.4. Etanchéité du barrage :	104
IV.4.1. Dimensionnement du noyau	104
IV.4.2. Les drains	106
IV.4.3. Les filtres.....	108
IV.4.4. Masque en béton.....	109
IV.5. Fixation de choix définitif de barrage :.....	109
IV.5.1 Etude comparative.....	110
IV.5.2. calcul du volume des différents matériaux :.....	110
IV.6. Estimation du cout des variantes :.....	112
.Conclusion.....	112

Chapitre V : Conception détaillé de la digue

Introduction :	114
V.1. La coupe type de barrage.....	114
V.2.Calcul des filtres	115
V.2.1 Règles générales de dimensionnement des filtres.....	115
V.3. La clé d'ancrage :	119
V.4.Protection de la Crête :	119
V.5.Etude des infiltrations.....	119
V.5.1.Objectif de calcul d'infiltration :.....	120
V.5.2.Détermination de la ligne de saturation	120
V.5.3 Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite).....	123
V.6. Calcul de stabilité :	125
V.6.1.Généralité sur la stabilité des barrage :	125
V.6.2. Conséquences de l'instabilité des talus.....	126
V.3.3 Ordre de calcul (Méthode de Fandeer)	127
V.6.4. Calcul des forces appliquées à chaque tranche :	128
IV-6-6 Calcul du coefficient de sécurité par FELLENIUS pour les différents types de	130
fonctionnement :	130

Conclusion	131
------------------	-----

Chapitre VI ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

Introduction	132
VI .1.La dérivation provisoire	132
VI .1.1.Le choix de type d'ouvrage de dérivation provisoire	132
VI .1.2. Dimensionnement de la dérivation.....	133
VI .1.2.1. Le choix de la crue de dimensionnement	133
VI .1.2.2. Calcul d'optimisation	133
VI .1.3.Dimensionnement du batardeau	136
VI .1.3.1.Calcul de la revanche du batardeau	136
VI .1.3.2.Calcul de la largeur en crête du batardeau.....	137
VI .1.3.3. Construction du batardeau	137
VI.2.Ouvrage d'évacuateur de crues :	138
VI.2.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue :	138
VI.2.2. Différents types des évacuateurs de crues.	138
VI.2.3. Choix de la variante :	140
VI.2.4. Dimensionnement de l'évacuateur de crue:	140
VI.2.4.1. Le canal d'approche:	141
VI.2.4.2. Le déversoir :	142
VI.2.4.3. Chenal d'écoulement:	144
VI.2.4.3. 1.Calcul de la profondeur critique :	144
VI.2.4.4.Transition (convergent) :	146
VI.2.4.5.Le coursier	148
VI.2.4.6.Le dissipateur d'énergie	150
VI.2.4.7.Canal de restitution :	151
VI.2.4.7.1. La hauteur critique :	151
VI.2.4.7.2.la pente critique :	151
VI.2.4.7.3.La profondeur normale :	152
VI.2.4.7.4. Vitesse dans le canal :	152

VI.2.4.7.5.Calage du radier de canal de restitution :	152
VI.2.4.8.Calcul des hauteurs des murs bajoyers :.....	153
VI.2.5.Vérification de l' apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :	154

Chapitre VII : Organisation des chantier

Introduction :	163
VII.1. Installation de chantier	163
VII.1.1.Définition d'un chantier	163
VII.1.2.Rôle de l'installation de chantier	163
VII.1. 3.Type de chantier.....	163
VII.1.4. Les participants à l'acte de construire	163
VII.2.Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :.....	164
VII.3.Ordre d'exécution des travaux :.....	164
VII.4.Successions des opérations du chantier	164
VII.5. Besoins mécaniques des principaux travaux :.....	165
4.Exécution du batardeau principal	166
VII.6.RENDEMENT DES DIFFERENTS ENGINES :	166
VII.7. Planification	167
VII.7.2. Techniques de la planification :	168
VII.7.2.1 Méthodes basées sur le reseau :	168
VII.7.2.2.Méthodes basées sur le graphique :	169
VII.7.2.4. Choix de la méthode de calcul :.....	169
VII.7.2.6.Attribution des durées de chaque opération :.....	170
VII.8.Les plannings :	171
VII.8.2 Plan de travail au plus tard (ptpp).....	171
VII.9 .Delai de construction et programme des travaux :.....	171
VII.10.Symboles des différentes opérations :.....	172
VII.11.détermination des chemins critiques :.....	174
Conclusion générale.....	177

Listes des tableaux

Tableau II : caractéristiques morphologiques du bassin versant.....	2
Tableau II.1 :Nombre d'essais pour chaque type d'essai géotechnique	13
Tableau II.3 : Caractéristiques géotechniques proposées.....	15
Tableau II.4 : Caractéristiques géotechniques proposées	15
Tableau III.1.classification de bassin selon l'indice de compacité de GRAVELUS.....	20
Tableau III.2.résultats de calcul de rectangle équivalent.....	21
Tableau III.3 : Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'attitude.....	23
Tableau II.4 : Détermination des altitudes.....	24
Tableau III.5: Classification de relief.....	25
Tableau III.6 : résultats de calcul de rectangle équivalent.....	26
Tableau III.7 : Evaluation de la pente moyenne.....	32
Tableau III.8 : Les caractéristiques du bassin versant EL MA LESSOUED	33
Tableau III.9. Variation des températures moyennes maximales et minimales.....	34
Tableau III.10. Variation de précipitation moyenne mensuelle	34
Tableau III.11 : Evaporation sur le bac COLORADO.....	35
Tableau III.12 : l'évaporation au niveau de la retenue.....	35
Tableau III.13: Répartition mensuelle de l'évaporation.....	36
Tableau III.14: les pluies pour les périodes de retour étudiées.....	37
Tableau III.15.Les principales caractéristique des stations d'enregistrement.....	38
Tableau III.16. Les valeur a combler dans la série pluviométrique.....	39
Tableau II.17.Les valeurs singulières de la série.....	40
Tableau III.18: Calcul des paramètres du test de la médiane.....	41

Tableau III.19 : résultats de test de la médiane.....	42
Tableau III.20 : résultats du test d'indépendance.....	44
Tableau III.21 : les caractéristiques empiriques de la série.....	46
Tableau II.22 : les résultats d'ajustement à la loi de Galton.....	46
Tableau III.23 : Comparaison entre les résultats de la loi de Galton et de l'échantillon.....	46
Tableau III.24 : les résultats d'ajustement à la loi de GUMBEL.....	47
Tableau III.25: Comparaison entre les résultats de la loi de Gumbel et de l'échantillon.....	48
Tableau III.26 : les résultats d'ajustement à la loi de GEV.....	49
Tableau III.27: Comparaison entre les résultats de la loi de GEV et de l'échantillon.....	53
Tableau III.28 : paramètre de test de χ^2	54
Tableau III.30: Description des courbes pluie-écoulement.....	56
Tableau III.31 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen.....	57
Tableau.III.32 : récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.....	59
Tableau III.33 : Les apports de différentes fréquences.....	60
Tableau II.34 : <i>Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%</i>	61
Tableau III.35 : récapitulatif des résultats du transport solides.....	62
Tableau III.36: Calcul du volume mort pour la retenue.....	62
Tableau.III.37 : valeur de α en fonction de la fréquence.....	62
Tableau.III.38 : valeur de γ en fonction de bassin versant.....	63
Tableau III.39 : récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.....	65
Tableau III. 40: Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.....	65
Tableau III.41 : Récapitulatif des résultats de la formule Turazza :.....	67
Tableau III.42 : La répartition des surfaces débitantes:.....	67

Tableau III.43 : Calcul des débits maximum de la crue.....	68
Tableau III.44 Valeurs des coefficients C0, C1 et C2 pour Type-II.....	69
Tableau III.45. Calcul des débits maximum de crue.....	71
Tableau II.46 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	75
Tableau II.47 :Les crues pour différentes périodes de retour.....	77
Tableau III.48.recommandations pour le choix de la crue de projet.....	78
Tableau III.49. Caractéristiques topographiques de la retenue.....	79
Tableau .II.50 : La répartition mensuelle de besoins en eau.....	80
Tableau II.51 : détermination de la période à bonne hydraulité.....	81
Tableau III.52. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	82
Tableau III.53: valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.....	84
Tableau II.54 : Volumes des pertes dans la retenue.....	85
Tableau III.55. Régularisation saisonnière en tenir compte des pertes.....	87
Tableau III.56: Détermination de H_0 et Q en fonction de b.....	90
Tableau III.57:: hauteurs des vagues.....	91
Tableau III.58: coût de la digue.....	92
Tableau III.59: coût du déversoir.....	91
Tableau III.53: Coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes.....	92
Tableau II.54 : Récapitulatif du coût total de barrage (digue+évacuateur de crue).....	92
Tableau III.55: Tableau récapitulatif de l'étude de régularisation et du laminage.....	93
Figure IV.1 : Barrage homogène.....	97
Figure IV.2 : Barrage zoné a noyau	98
Figure IV.3 : Barrage en enrochement.....	98
Figure IV.4 : Schéma descriptif de la digue.....	99

Tableau IV.01 : Récapitulatif de l'ensemble des résultats obtenus :	99
Tableau IV.02. Valeurs indicatives des fruits de talus.	100
Tableau II.03 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.	102
Tableau IV.04. Le coefficient K en fonction de type de l'ouvrage	103
Tableau IV.05 : le gradient admissible	105
Figure IV.5 : Coupe d'un prisme de drainage.....	107
Figure IV.6 : Coupe d'un tapis de drainage.	108
Figure IV.7 : Coupe d'un drain vertical.	109
Tableau IV.06. le volume des recharges nécessaires pour la digue	112
Tableau IV.07. le volume des recharges nécessaires pour la digue	112
Tableau IV.08. le volume des recharges nécessaires pour la digue	112
Tableau IV.09. Les couts des différentes variantes étudiées.....	113
Tableau IV.1 : Calcul d'optimisation de la dérivation provisoire	168
Tableau VI .2: Résultat de calcul de la revanche	169
Tableau VI .3 : Résultat de calcul de la largeur en crête	170
Tableau VI.5 : Paramètres du canal.....	174
Tableau VI.6 :Profil du dévrsoir.....	176
Tableau VI.7 :: Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau.	181
Tableau VI.8 : type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{v}$	189
Tableau VII. 1 : Types de chantier.....	163
Tableau VII.3 : Symboles des opérations.....	172
Tableau X.02 : Détermination des chemins critiques.....	174

LISTES DES FIGURES

Figure I.1 : Situation de la région d'étude	2
Figure I.2: Vue aérienne de la région du barrage avec les accès possibles	3
Figure I.3: Carte de zonage sismique de l'Algérie.....	5
Figure III.1 : Extrait de Carte d'état major de la zone d'étude l'échelle	19
Figure III.2 : rectangle équivalent.	21
Figure III .3 : Le bassin versant de l'oud d'EL MA LESSOUED	22
Figure III.4 : courbe hypsométrique.....	23
Figure III.5 : profil en long du cours d'eau principal.....	27
Figure III.6 : Le bassin versant avec réseau hydrographique	28
Figure III.7: Répartition mensuelles de températures moyennes maximales et minimales. ...	33
Figure III.8: Variation de précipitation moyenne mensuelle.....	34
.Figure III.9: Variation de l'évaporation moyenne mensuelle ..	35
Figure III.10: les pluies pour les périodes de retour étudié	36
Figure III.11:principales étapes de l'analyse fréquentielle.....	42
Figure III.12 : Graphique d'ajustement a la loi de Galton (log normale)	44
Figure III.13 : Ajustement à la loi de Gumbel.....	45
Figure III.14 :Ajustement à la loi de GEV.....	47
Figure III.15 : Les précipitation et les intensités des pluies de courtes durées.....	50
Figure III.16 : -Bassins Versants d'Algérie $20 < S < 200$	53
Figure III.17.répartition mensuelle de l'apport moyen.....	54
Figure III.18.Répartition des Apports mensuels de fréquence 80%.....	57
Figure III.19.Répartition des isochrones du bassin versant	64
Figure III.20 : Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour	70

Figure III.21 :l'hydrogramme de la crue de projet.....	72
Figure III.22 :Hydrogramme de la crue de chantier.	73
Figure III.23. Courbe capacité hauteur	76
Figure III.24: Laminage de crue de projet	82
Figure III.23: Optimisation de la largeur d'évacuateur de crue.....	92
Figure IV.1 : Barrage homogène.....	97
Figure IV.3 : Barrage en enrochement.(.....	98
Figure IV.4 : Schéma descriptif de la digue.....	99
Figure IV.5 : Coupe d'un prisme de drainage.....	107
Figure IV.6 : Coupe d'un tapis de drainage.	108
Figure IV.7 : Coupe d'un drain vertical.	108
Figure V.1 : Principe graphique de détermination de fuseau granulométrique d'un filtre	116
Figure IV.2 courbe de Casagrande pour la détermination du paramètre alpha.....	121
Figure IV.3 Correction de la ligne de saturation avec le parement aval.....	122
Figure VI .1 :Coupe longitudinale de la galerie de dérivation provisoire.....	134
Figure VI .2 : courbe de tarage	135
Figure VI .3 : courbe d'optimisation de la dérivation provisoire.....	136
Figure VI.4: Batardeau amont.....	138
Figure VI.5: Orifice d'entrée du portail.....	138
Figure VI.7 : schéma descriptif du canal d'approche	142
Figure VI.8. Profil du déversoir du type Creager	144
Figure V.9. Le type d'écoulement selon le ressaut	146
Figure VI.10. Schéma descriptif d'un convergent	147
Figure VI.10. La ligne d'eau dans le coursier	149
Figure VI.11. Schéma descriptif du blocs de chute.	152
Figure VI.12. Courbe de tarage.....	154
Figure VI.13 : courbe de tendance de la courbe surface-hauteur.....	159

Liste des planches :

Planche 01 : Profil en long et coupe géologique suivant l'axe de la digue de l'oued el ma lessoued..

Planche 02 : Profil des différentes variantes .

Planche03 : Profil de la vidange de fond de la etenu collinaire.

Planche 04 : profil en long de l'évacuateur de crue de la retenue collinaire .

Planche 05 : coupe en travers de l'évacuateur de crue de la retenue collinaire d'el ma lessoued.w.Tebessa.

Planche06 :Schema de calcul de la stabilité de la retenues d'EL MA LESSOUES W.Tébessa .

Planche 07 : plan d'aménagement de de la retenue collinaire sur oued el ma lessoued .

Planche 08 : Diagramme de gantt ;



Introduction Générale

Introduction générale :

L'eau est une ressource rare et précieuse, indispensable pour tout développement économique, agricole ou industriel, elle est la source de la vie, sa demande est en croissance permanente.

L'accès durable aux ressources en eau est une préoccupation majeure qui concerne tous les pays du bassin méditerranéen. Le changement climatique et la croissance urbaine et démographique attendus dans la région, risquent d'aggraver la situation de stress hydrique qui frappe déjà la plupart des pays du Sud de la Méditerranée

C'est dans ce contexte que l'Algérie a lancé dans le cadre de la PMH (Petite et Moyenne Hydraulique) un programme de retenues collinaires visant la réalisation de plus de 300 retenues dans le Nord de l'Algérie. Ce programme ambitieux aura un impact positif sur l'agriculture, puisqu'il vise en premier lieu l'irrigation des terres agricoles dans les zones reculées.

La wilaya de Tébessa est reconnue pour ses terres agricoles très riches, cependant, par manque d'ouvrages de mobilisation, l'irrigation n'est pas pratiquée dans ces régions. Dans ce cas, la Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Tébessa a bénéficié d'un nombre de projets de réalisation d'aménagements hydrauliques, parmi lesquels la réalisation de retenues collinaires destinées à l'irrigation.

L'objectif principal de cette présente thèse est de faire une étude détaillée complète de la Retenue collinaire sur oued EL MA LESSOUED (wilaya de Tébessa), en se basant sur les résultats de l'étude de faisabilité menée par le bureau d'étude Hydro Projets Est –Constantine-, afin de créer une conception réelle de ce petit barrage.

Le contenu comprendra sept chapitres. Il sera fait une analyse assez poussée des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site favorable. Puis, on traitera en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue, d'estimation de la crue de projet et du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique, enfin un calcul d'optimisation sera fait dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue. On consacrera un chapitre pour le choix de la variante technico-économique. Une fois la variante choisie on effectuera une étude détaillée pour sa conception. Ensuite, on fera une étude des ouvrages annexes à savoir le dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue, la dérivation provisoire, les ouvrages de vidanges et de prise d'eau. En fin, dans le dernier chapitre, on abordera la problématique de l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en oeuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

Chapitre I
Présentation Et
Synthèse De Faisabilité

Introduction :

Ce chapitre représente l'étude préliminaire de la retenue collinaire sur oued EL MA LESSOUED dans la wilaya de TEBESSA.

L'étude a été élaborée conformément à la convention établie entre la direction de l'hydraulique de la wilaya de Tébessa et le bureau d'étude HYDRO-PROJET-EST (HPE) Constantine, dans le but de la mobilisation des eaux de surface et leur utilisation à des fins d'irrigation de terres .

Les travaux principaux à réaliser dans le cadre de ce chapitre ,le dépouillement et l'analyse des données de base, la reconnaissance détaillée de la zone d'étude y compris le site de la digue projetée ainsi que la réalisation d'autres travaux nécessaires permettant de créer une base de données concernant la réalisation de la retenue .

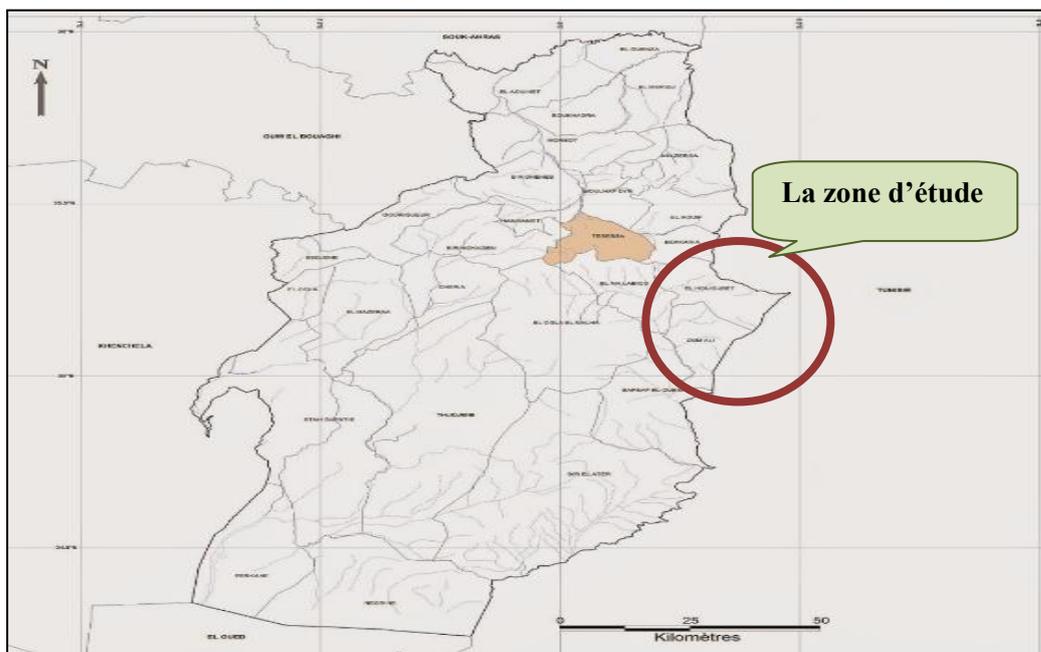
I.1. Présentation de la zone d'étude :

I.1.1. Situation géographique :

La zone d'implantation de la retenue sur oued EL MA LASSOUED est située dans la commune d EL HOUJBAT, la partie Est de la wilaya de Tébessa, à environ 20 Km du chef lieu de wilaya.

Dans la figure N°01 est représenté la situation générale de la zone d'étude. La route nationale N°10 de Tébessa à Constantine passe à environ 8 Km au Nord – Est du site de la digue projetée .

L'accès au site : De Tébessa vers le site de la digue on peut passer par la route nationale N°10 (18 Km environ) et ensuite par une piste(11 Km environ).



Source :(www.découpageetmonographie.com)

Figure I.1 : Situation de la région d'étude

I.1.2. Topographie :

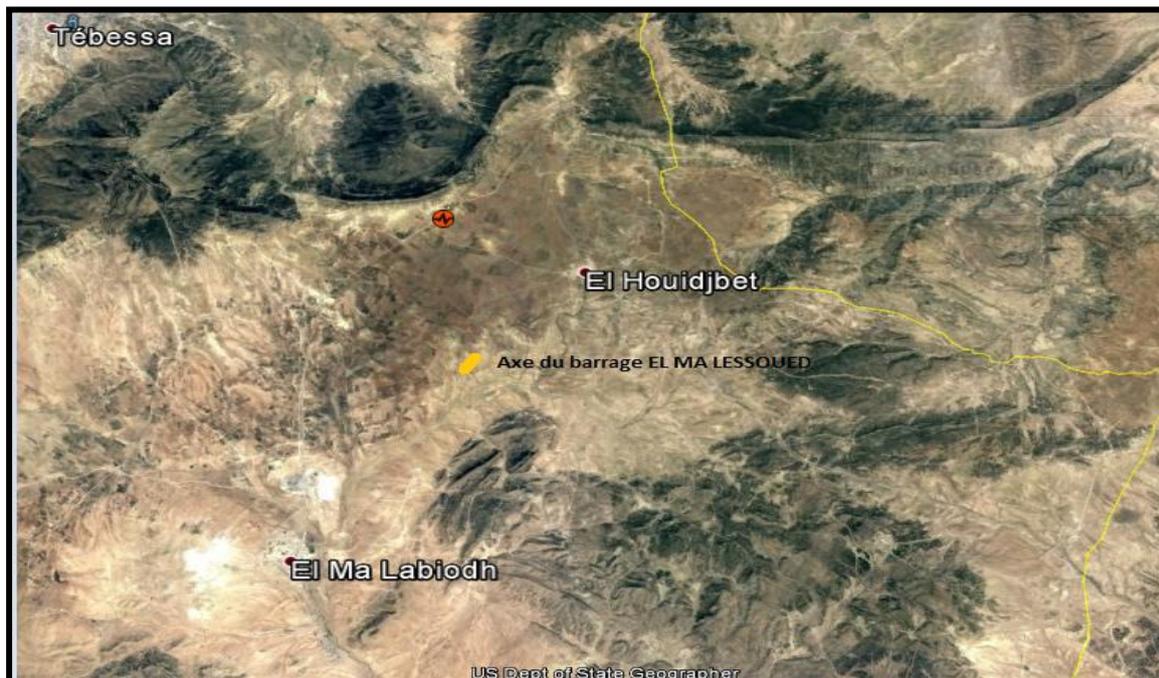
➤ **Les données topographiques existantes**

- ✓ L'axe du barrage est situé sur le dernier étranglement de la vallée de l'oued EL MA LESSOUED .
- ✓ Sur la base des cartes d'Etat Major , ont été calculées les différents paramètres morphologiques du bassin versant.

Tableau I .1 : caractéristiques topographique de l'axe de la digue

N°	Désignation	symbole	unités	valeurs
01	Coordonnées du site	X	Km	1003.00
		Y	Km	231.200
		Z	m NGA	1060

- ✓ La direction principale du cours d'eau dans le tronçon d'implantation de la digue projetée est du Nord Est à Sud Ouest.
- ✓ Le fond du lit se trouve à une profondeur qui varient entre (2.5 à 3.5) m plus bas de la vallée de l'oued.
- ✓ les rives du lit sont d'une pente à pic, les pentes de l'oued changent de 0.004 à 0.0105 . la vallée de l'oued est assez large et des pentes des talus sont très faible (1-3°) .



Source : google earth

Figure I.2: Vue aérienne de la région du barrage avec les accès possibles

Remarque : Pour les besoins de ce projet on a eu comme données les Cartes topographiques à l'échelle **1 / 50 000** et **1 / 200 000**

I.1.3.Géologie :

I.1.3.1.Géologie du bassin versant :

L'ensemble des formations au niveau du bassin versant sont des formations campano-maestrichtiennes et de L'Emschérien qui sont de structure plissée et faillée peu couvertes par les formations quaternaires (éboulis, colluvions et dépôts d'anciennes terrasses) .

Les formations de l'Emschérien occupent une partie importante au niveau du bassin, notamment, il constitue les reliefs des versants nord de Oued El Ma Lessoued. C'est une série épaisse de 250m de marnes noires ou vertes (jaunes en altération) admettant à la partie supérieur des niveaux plus calcaires et dans les deux tiers inférieures des assises épaisses de lumachelles.

Les formations du Campanien et du Maestrichtien affleurent au Sud du bassin versant qui consistent en calcaires et calcaires marneux.

En ce qui concerne le pouvoir érosif par les eaux de ruissellement, l'absence presque totale de la végétation, les pentes moyennes au niveau du bassin versant, la présence de la série marneuse épaisse de L'Emschérien sur une partie importante du bassin versant favorisent les apports solides par les eaux de ruissellement à la cuvette de la retenue, qui sont en majeure partie des limons et argiles.

I.1.3.2.Géologie du site et de la cuvette

Selon les observations faites sur le terrain, les résultats des travaux de reconnaissances, au niveau du site et de la cuvette (fouilles et sondages carottés), les formations géologiques au niveau du site et de la cuvette sont les suivantes:

Le substratum est constitué par des marnes noires avec des niveaux calcaires et calcaires lumachelliques. Ces marnes affleurent au niveau du site de la retenue et sur la berge droite de la retenue qui sont de couleur jaunâtres qui continuent d'apparaître en amont jusqu'à la confluence de l'oued principale formant un talus de 3 à 4m de hauteur.

A 400m en amont de l'axe de la retenue, et sur le versant droit de la cuvette, ces marnes admettent à leur sommet des niveaux de calcaires en bancs centimétriques formant une butte qui domine l'oued principal. Au niveau du lit d'oued, les marnes de l'Emschérien commencent leur apparition à partir de 400m de l'axe de la digue avec des intercalations des calcaires lumachelliques en bancs centimétriques jusqu'à la fin de la cuvette.

Ces marnes sont de couleur grisâtre ou noirâtres admettant un changement de sens du pendage en se dirigeant vers l'amont formant un micropli au niveau du méandre.

Sur le versant gauche de la cuvette, avec des intercalations de calcaire, ces marnes occupent la partie haute avec un sens de pendage dirigé vers l'oued admettant une couverture

dans la partie basse avec dépôts de colluvions et anciennes terrasses (limons et argiles sableuses).

Au niveau du lit d'oued, les alluvions (graviers , sables et argiles ou limons sableux) couvrent en partie le substratum marneux.

A Partir de la confluence du la châaba et de l'oued principal en se dirigeant vers le site de la retenue et sur le versant droit de la cuvette , une faible épaisseur de dépôts quaternaires (argiles marneuses, graviers et calcaires lacustres) couvrent les marnes de l'Emschérien.

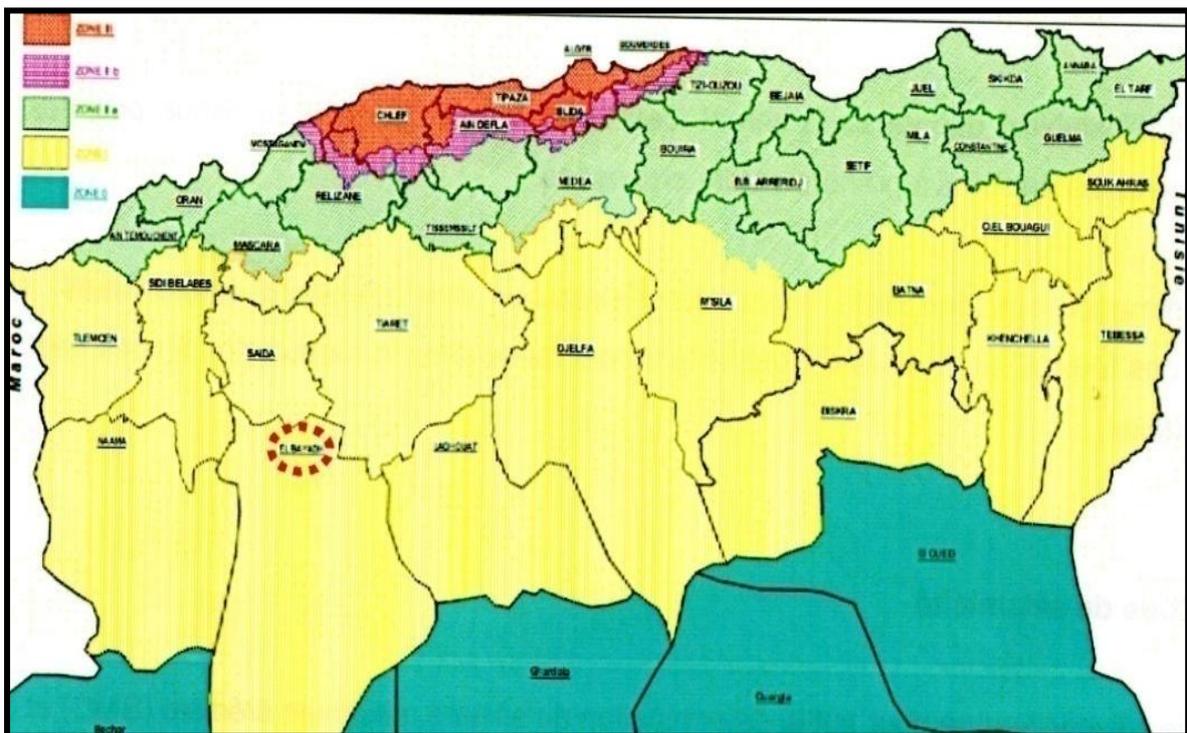
Remarque : pour la carte géologique de la région voir (**annexe I**)

I.1.4. Sismicité de la région :

Une grande partie du Nord de l' Algérie est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses telluriques. L'intensité de ces secousses ou tremblements de terre est suffisante pour causer d'importants dégâts ou ruines de construction , à moins que celles-ci soient conçues de manière adéquate pour pouvoir résister à ces effets.

Selon les règles parasismiques algériennes de 1999, établis par le Ministère de l'Habitat et de la Construction, la région étudiée est classée zone I. Ayant une activité sismique faible.

Donc, notre site de la retenue collinaire sur "Oued El Ma Lessoued", situé dans la zone sismique I et appartient au groupe d'usage G1B, avec un Le coefficient sismique égale a **0,12** .



Source : (RPA 99 version 2003)

Figure I.3: Carte de microzonage sismique de l'Algérie

I.2. Synthèse de faisabilité de la retenue d'El MA LESSOUED :

I.2.1. Conditions hydrologiques

➤ Géomorphologie du bassin versant :

La zone d'étude est comprise dans le domaine semi-aride avec la présence des caractères climatiques continentaux.

Ce domaine est caractérisé par une pluviométrie annuelle moins importante qui peut atteindre 280 mm/an et des précipitations irrégulières avec des pluies torrentielles considérables favorisant le déclenchement du phénomène d'érosion.

Le bassin versant d'oued El Ma Lessoued est en majeure partie dépourvue de végétation ; seule une partie au sud constituant les zones montagneuses est boisée.

Tableau I.2 : Résultat du Calcul hydrologiques :

Bassin versant	Apport liquide, hm ³	Apport solide, T/km ² /an
Oued El Ma Lessoued	1.32	555

Source : HPE Constantine

I.2.2. Condition géologique :

➤ Site de la cuvette :

La rive droite est formée par une couverture de dépôts quaternaires (colluvions) qui consistent en dépôts sablo-limoneux surmontant un substratum constitué de marnes vertes à altérations jaunâtres à intercalations de calcaires lumachelliques d'âge Emschérien.

Le lit d'oued est constitué sur des dépôts d'alluvions (graviers, sables et limons) et dépôt au niveau et sur ses bords se sont des dépôts plus fins (limons sableux et sables). Ces dépôts courent les mêmes marnes de la rive droite.

La rive gauche forme une couverture de dépôts meubles grossiers que ceux de la rive droite cailloux et gravier qui sont « tempruent » des zones montagneuses environnantes admettant toujours le même substratum de la rive droite.

➤ Cuvette de la retenue :

La cuvette de la retenue collinaire de « oued lessoued » forme des reliefs assez plats, admettes toujours le même substratum marneux du site, ces marnes affluent avec des pentes subhorizontales ou couvertes par des dépôts quaternaires meubles de granulométrie fine dans des zones basses (limons en général), plus grossiers sur les versants avoisinant les zones montagneuses (versant gauche de la cuvette) .

I.2.3. Stabilité des versants :

Le problème de stabilité des versants ne se pose plus lors de la mise à eau de la retenue, pour la retenue collinaire de « oued el ma lessoued » vu que les reliefs sont assez doux.

I.2.4. Etanchéité du site et de la cuvette :

Le site et la cuvette présente un substratum de très faible perméabilité (marnes à intercalation de calcaires lumachelliques de très faible pente) avec une couverture de dépôt perméables à assez perméables (gravier, sables et limons), qu'on peut se prononcer à présent

sur la cuvette par la présence de ces marnes et pour palier aux pertes d'eau par infiltrations à travers la couche de couverture au niveau du site, il y'a lieu d'ancrer la digue jusqu'au substratum (marnes).

I.2.5. Matériaux de constructions :

Selon les reconnaissances faites sur le terrain, on peut à présent se prononcer sur la projection d'une digue en terre :

- Disponibilité des matériaux de construction au niveau de la cuvette et aux alésures du site (limons, argiles)
- Les matériaux d'enrochement sont disponibles au niveau à proximité du site (calcaire).

I.2.6. Condition d'évacuation des crues :

- Les solutions techniques de l'évacuateur de crues seront élaborées lors des prochain chapitre sur la base de l'évaluation technique et économique les variantes possibles .
- La disposition et les paramètres de l'évacuateur de crues seront déterminés en fonction des conditions géologiques et hydrogéologiques.
- Compte tenu de la hauteur de la digue qui est petite, on peut dire que il n'y a pas la complexité particulier pour l'évacuation des crues.

I.3. Conclusion :

Compte tenu des conditions hydrologiques, géologique et hydrologiques, des résultats de la reconnaissance sur terrain, on peut constater qu'il y a la possibilité de réaliser une retenue dans le site étudié, mais d'après ces paramètres, se site convient pour la réalisation d'un petit barrage avec la capacité totale de 1.10^6 m^3 et une hauteur de la digue de 11-12m.

Chapitre II
Etude Géologique Et
Géotechnique

Introduction :

L'étude géotechnique de la retenue collinaire sur Oued El Ma Lessoued qui entre dans le cadre de l'étude de l'Avant Projet Détaillé (A.P.D) vise en premier lieu de déterminer:

- Les conditions d'étanchéité du site et de la cuvette
- Les terrains de fondation de la digue et leurs caractéristiques géotechniques
- Les matériaux d'emprunt pour le remblai de la digue (gîtes de matériaux d'emprunt avec leurs qualités et quantités).

Cette étude tient compte aussi des conditions d'érodabilité des terrains au niveau du bassin versant, le degré de perméabilité des différentes formations géologiques qui constituent le bassin versant.

II.1.Travaux de reconnaissances :

A l'aide des travaux de reconnaissances de terrain (fouilles et sondages carottés) on peut déterminer les conditions d'étanchéité du site et la cuvette, aussi bien de déterminer les caractéristiques géotechniques du des matériaux d'emprunt et sols de fondation de la digue pour le calcul de stabilité ainsi que des sols de fondation des ouvrages annexes.

Remarque : Pour la carte géologique voir (**annexe I**)

a- Site de la retenue :

Au niveau du site de la retenue, ont été réalisés 04 sondages carottés (SL1 à SL4) à des profondeurs de 5m pour SL1, SL3 et SL4 et 10m pour SL2 et deux fouilles AL1 et AL2 de 2 à 2.5m respectivement en rive gauche et rive droite.

Des trous de sondages et fouilles, ont été prélevés des échantillons de sols pour subir les essais géotechniques de laboratoire.

b- Au niveau de la cuvette :

Au niveau de la cuvette ont été réalisés 06 fouilles allant jusqu'à 2.7m (EL1 à EL3 et CL1 à CL3) pour explorer le matériau d'emprunt de la digue et pour s'assurer du substratum marneux en profondeur qui constitue le terrain de fond imperméable de la cuvette avec prélèvement des échantillons de sols pour subir des essais géotechniques de laboratoire.

c- A 120 m en aval du site de la retenue sur le versant droit de l'oued ont été réalisés deux fouilles de profondeurs de 3m de profondeur chacune (EL4 et EL5) avec prélèvement des échantillons de sols pour subir des essais géotechniques de laboratoire (cette zone explorée est pour servir comme zone d'emprunt pour le remblai de la digue).

d- Un levé géologique du site et de la cuvette a été réalisé à l'échelle 1/ 1.000 avec report de tous les de sondages carottés et fouilles réalisés au niveau de cette zone.

II.1.1 Résultats des travaux de reconnaissances :

II.1.1.1 Etanchéité du site et de la cuvette :

➤ Site de la cuvette

Selon les résultats des travaux des sondages carottés et fouilles, les terrains de fondations au niveau du site de la retenue sont les suivantes:

- Sur la rive droite, le terrain de fond est constitué par des marnes vertes présumées "Emschérien" couverte par une épaisseur ne dépassant pas 3m de dépôts meubles de graviers , et argiles marneuses.
- Au niveau du lit d'oued , ce sont les dépôts d'alluvions avec sables argileux et argiles graveleuses qui couvrent le terrain de fond qui atteignent 4m de profondeur
- Sur la rive gauche, ce sont les argiles sableuses qui couvrent les marnes, ces marnes sont atteintes à 4 et 1.5m de profondeur, respectivement au sondage SL4 et fouille AL2.

Commentaire : Au point de vue perméabilité, on peut dire que la couverture du substratum sur les deux rives est peu perméable , perméable au niveau du lit d'oued . Le substratum est toujours très peu perméable.

➤ Cuvette

Les travaux de fouilles et observations faites sur le terrain ont abouti aux résultats suivants:

- Un substratum marneux (marnes avec de calcaires et calcaires lumachelliques en bancs centimétriques à décimétriques) qui assurent l'étanchéité de la cuvette .

II.1.1.2. Matériaux d'emprunt :

Sur le versant droit de la cuvette, selon les fouilles réalisés pour la zone d'emprunt , cette zone est constitué par des limons sableux dont on peut extraire un volume de 37.500 m^3 sur une surface de 15.000 m^2 après décapage de la terre végétale de 0.3 à 0.6m avec une épaisseur moyenne d'exploitation de 2.5m.

En dehors de la cuvette, en aval du site sur le versant droit de l'oued. les travaux de reconnaissances ont abouti à déterminer un volume de 45.000 m^3 .

Pour une superficie de 15.000 m^2 avec profondeur d'exploitation de 3m qui constitue la zone d'emprunt n°2 constituée de même matériau que la zone d'emprunt n°1(limons sableux) Au total ,le volume du matériau pour le remblai de la digue (prospecté) est de 82.5000 m^3 . Ce volume est insuffisant, dont peut combler le déficit au niveau de la cuvette sur le versant gauche de la retenue près du lit d'oued à partir de 200m en amont de l'axe de la retenue collinaire.

II.1.1.3. Stabilité des versants :

Selon les observations faites lors du levé géologique du site et de la cuvette, les pentes assez douces des versants et la faible et la faible hauteur d'eau de la retenue ne peuvent causer l'instabilité des versants lors de la mise à eau de la retenue.

II.2 . Essais géotechniques de laboratoire :

Tableau II.1 :Nombre d'essais pour chaque type d'essai géotechnique .

L'essai géotechnique	Nombre d'essais
Granulométrie – sédimentométrie	22
Teneur en eau	16
Densité sèche	07
Limites d'Atterberg	16
Analyse chimique	10
Essais de cisaillement de type U.U	13
Essais de compressibilité à l'odomètre	12
Essais de perméabilité	17
Essai Proctor normal	06

II.2.1.Mode opératoire

- Les essais de cisaillement de type U.U on été réalisés à la boîte de Casagrandé de dimensions intérieures 60 * 60mm. A vitesse constante de 1.2mm/min.
- Afin de connaître les paramètres de compactage du sol de remblai de la digue, ont été réalisés des essais " Proctor normaux" sur la portion de particules de diamètre inférieur à 4mm. sous une énergie de compactage de 600 KN/m²
- Pour les paramètres pouvant servir pour le calcul des tassements (remblai et sol de fondation de la digue) des essais de compressibilité à l'odomètre.
- Les essais de perméabilité ont été réalisés à l'odomètre.

Les résultats des essais géotechniques de laboratoire sont présenté dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Résultats des essais géotechniques de laboratoire:
Source : laboratoire HPE Constantine

Terrain de fondation de la digue						Remblai de la digue
Les essais	Les paramètres	la rive droite	Le lit d'oued	la rive gauche	Terrain de fond	
Granulométrie - sédimentométrie	Grains de diamètre inférieur à 80 μ (%)	98 - 99	7 - 71	57 - 86	54 - 100	54 - 94
	Grains de diamètre supérieur à 2mm (%)	0	7- 61	1- 14	0- 12	1- 5
	Grains de diamètre entre (2 à 0.2mm) (%)	0 - 3	32 - 62	1 - 33	1 - 51	2- 39
	Grains de diamètre entre (0,2 à 0.02mm) (%)	10 - 17	0 - 20	18 - 37	11 - 30	20 - 38
	Grains de diamètre entre (0,02 à 0.002mm) (%)	47 - 52	2 - 47	17 - 44	20 - 51	12 - 47
	Grains de diamètre inférieur à 2 μ (%)	38 - 41	1- 41	5 - 32	6 - 34	6 - 30
Limites d'Atterberg	Limite de liquidité (%)	27 - 38	42 - 52	36 - 46	52- 58	26 - 45
	Indice de plasticité (%)	13	08 - 27	17 - 25	23 - 29	13 - 17
Analyse chimique	Teneur en insolubles (%)	18,59	37 - 42	39 - 54	44 - 64	/
	Teneur en carbonates (%)	77,94	49 - 51	18- 50	26 - 52	/
	Teneur en gypse (%)	1,47	0.75 - 3.	1 - 7	1 - 5	/
Essai de compressibilité à l'odomètre	Pression de consolidation (Bar)	0,6- 0,9	1 - 1.5	0.80 - 1.72	0.66 - 1.03	1.09 - 1.65
	Coefficient de tassement (Bar)	0,09- 0,1	0.22 - 0.23	0.231 - 0.23	0.18 - 0.33	0.163 - 0.250
	Coefficient de gonflement (Bar)	0,02-0,05	0.04 - 0.08	0.03 -0.06	0.04 - 0.08	0.028 - 0.050
Perméabilité à l'odomètre	Coefficient de perméabilité à 2bars (m/s)	$1,6 * 10^{-10}$	/	$1.27 * 10^{-10}$	$6.32 * 10^{-10}$	$7.3 * 10^{-10}$
	Coefficient de perméabilité à 4bars (m/s)	$1,2 * 10^{-10}$	/	$1.03 * 10^{-10}$	$1.19 * 10^{-10}$	$2.01 * 10^{-10}$
Essai de cisaillementU.U	Angle de frottement total (°)	10 - 20°	15-20°	10 - 15°	10 - 20°	15 - 24°
	Cohésion totale (Kpa)	82 - 90	20-60	25 - 90	85 - 132	60 -100

➤ **Commentaire sur les résultats**

Selon les résultats des essais géotechniques de laboratoire :

- Les sols de couverture de la rive droite appartiennent selon la classification U.S.C.S aux groupes :

- argile peu plastique
- limons peu plastiques,

ils sont peu compressible à assez fortement compressibles et présentent une résistance au cisaillement modérée et sont d'une agressivité modérée envers le béton.

-Les sols de couverture du lit d'oued appartiennent aux groupes:

- sables propres bien gradués ,
- argiles peu plastiques et sables argileux

ils sont d'une agressivité faible à forte envers le béton. Les argiles sont fortement compressibles plastiques et sont d'une agressivité forte envers le béton.

-Les sols de couverture de la rive gauche sont classés au groupe :

- argiles peu plastiques

Ils sont fortement compressibles et d'une agressivité modérée à forte vis à vis du béton et peu perméable à l'état naturel.

- Les résultats des essais géotechniques de laboratoire concernant le sol de fond du site de la retenue indiquent que ces marnes se comportent comme des argiles très plastiques et sont fortement compressibles et sont d'une résistance au cisaillement modérée et d'une perméabilité très faible. Ces marnes sont d'une agressivité envers le béton modérée à forte.
- Selon les résultats géotechniques de laboratoire, les sols de la zone d'emprunt n°1 appartiennent selon la classification U. S. C. S au groupe **argiles peu plastiques** . ces argiles sont de perméabilité très faible , avec une résistance au cisaillement moyenne et assez fortement compressibles . Ces sols présentent une granulométrie étalée , donc un bon matériau pour le compactage. Selon les résultats des essais 'Proctor normal' , le taux de compactage de ce matériau qu'on peut atteindre est 95% de celui du Proctor normal .

II.3. Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue

A- Sols de fondation de la digue :

Tableau II.3 : Caractéristiques géotechniques proposées

Caractéristique géotechnique	Exprimée	A	B	C	D
Densité sèche : ρ_d	t/ m ³	1.67	1.59	1.68	1.72
Densité humide : ρ_h	t/ m ³	2.01	1.82	1.93	2.02
Densité de saturation (t / m ³	2.05	1.98	2.05	2.08
Angle de frottement Φ_U	(°)	10	30	14	03
Cohésion totale : C_U	KPa	90	44	36	90
Angle de frottement effectif Φ'	(°)	15	18	14	17
Cohésion effective	KPa	60	04	24	30
Pression de consolidation : P_c	bar	0.589	-	1.26	0.719
Coef de tassement : C_c	-	0.093	-	0.235	0.202
Coefde gonflement : C_g	-	0.024	-	0.0505	0.065
Coefde perméabilité : K	m/s	$1 * 10^{-7}$	$1 * 10^{-5}$	$1 * 10^{-7}$	$4.26 * 10^{-11}$

A : Couche de couverture de la rive droite (argiles marneuses)

B : Couche de couverture du lit d'oued (sables argileux)

C : Couche de couverture de La rive gauche (argiles sableuses)

D : Substratum (Marne argileuse)

B- Remblai de la digue

Tableau II.4 : Caractéristiques géotechniques proposées

Caractéristique géotechnique	Exprimée	Valeur
Densité de construction : ρ_{cons}	t/m ³	1.93
Teneur en eau de construction : W_{cons}	(%)	15.6
Densité de saturation : $\rho_{sat.}$	t/m ³	2.07
Teneur en eau de saturation : W_{sat}	(%)	23.95
Angle de frottement total : Φ_U	(°)	15
Cohésion totale : C_u	KPa	60
Angle de frottement effectif: Φ'	(°)	22
Cohésion effective : C'	KPa	40

Pression de consolidation : P_c	bar	1.38
Coefficient de tassement : C_c		0.209
Coefficient de gonflement : C_g		0.035

II.4. Conclusions et recommandations

Les travaux de reconnaissances géologiques et géotechniques ont abouti aux résultats suivants :

- Concernant l'étanchéité du site et de la cuvette, la présence d'un substratum marneux , assurent cette étanchéité que des pertes par infiltration seront minimales lors de la mise à eau de la retenue. Au niveau du lit d'oued , pour parer aux infiltrations à travers la couche perméable d'alluvions, l'ancrage de la digue doit se faire jusqu'à 4 ou 4.5m de profondeur. Les couches de couverture des deux rives sont peu perméables.

- Les matériaux d'emprunt pour le remblai de la digue peuvent être extraits de Zones :
 - Zone d'emprunt n°1 au niveau de la cuvette sur le versant gauche de la retenue qui consistent en limons sableux avec un volume de 37.500m^3 qui sont des limons sableux .
 - Zone d'emprunt n°2 : En dehors de la cuvette, en aval du site sur le versant droit de l'oued , les travaux de reconnaissances ont abouti à déterminer un volume de 45.000m^3 . pour une superficie de 15.000m^2 avec profondeur d'exploitation de 3m constituée de même matériau que la zone d'emprunt n°1(limons sableux).

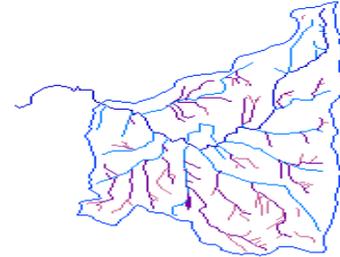
Au total, le volume du matériau pour le remblai de la digue (prospecté) est d 82.5000m^3 . Ce volume prospecté est de quantité insuffisante pour le remblai de la digue qu'il y'a lieu de combler ce déficit à partir de la cuvette sur le versant gauche de la cuvette près du lit d'oued à partir de 200m en amont de l'axe de la digue.

Chapitre III

Etude Hydrologique

Introduction :

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle de l'eau, qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines (Roche, 1963). L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes.



Donc l'étude hydrologique révèle une importance considérable pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique. Elles permettent de connaître les potentialités et la capacité du bassin versant pour produire des écoulements, ainsi qu'évaluer, en première approximation, les paramètres pour le dimensionnement des différents objets des ouvrages annexes, leurs coûts, principalement leur capacité de stockage et les caractéristiques des ouvrages d'évacuation de crues (évacuateur de crues, etc.).

Alors, le présent chapitre a pour but de déterminer toutes les caractéristiques hydrologiques de l'oued EL MA LASSOUED en utilisant des données hydrométriques et hydrologiques a fin d'obtenir un bon dimensionnement de la retenue et ses ouvrages annexes

Dans l'étude hydrologique des ouvrages, on devra considérer:

- La description du bassin versant .
- Une analyse de crues: l'estimation du temps de concentration, le débit maximal et le volume de la crue .
- La détermination de l'apport moyen interannuel et les apports fréquentiels.
- La régularisation des écoulements pour l'estimation des volumes de l'apport solide et la capacité de la retenue .

III.1.Etude du bassin versant:

Définition :

Un bassin versant ou bassin hydrographique est une portion de territoire délimitée par des lignes de crête (ou lignes de partage des eaux) et irriguée par un même réseau hydrographique (une rivière, avec tous ses affluents et tous les cours d'eau qui alimentent ce territoire). Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval (**Laborde, 2009**).Les limites du bassin sont déterminées sur la carte topographique. On commence par l'exutoire, et on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

III.1.1. Délimitation du bassin versant :

Les différents paramètres morphologiques et hydrologiques du bassin versant ont été calculés sur la base de la carte d'état major : EL MA LABIOD (N°235) à l'échelle 1/50 000 Sur la base du modèle de l'ANRH

Source : ANBT Alger

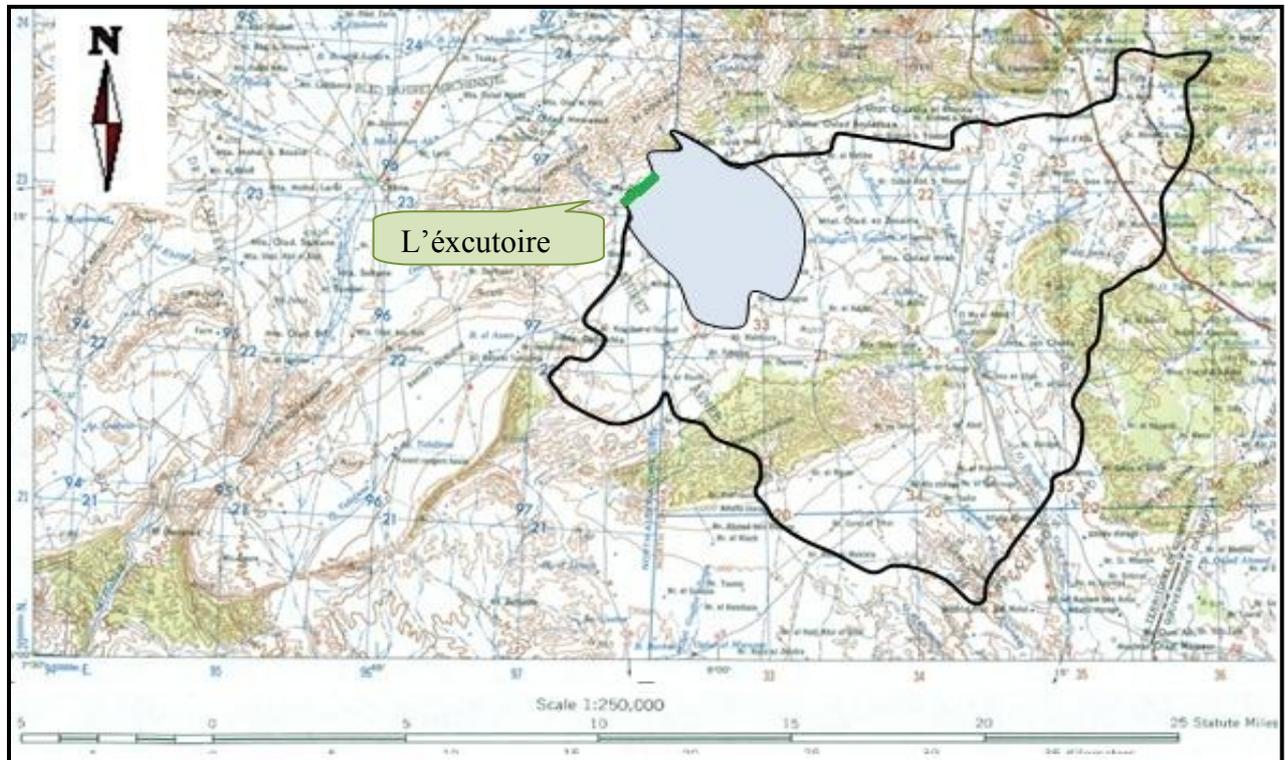


Figure III.1 : Extrait de Carte d'état major de la zone d'étude l'échelle 1/50 000.

III.1.2. Caractéristiques du bassin versant:

a. Caractéristiques physiographiques du bassin versant:

- ✓ Superficie : la surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques. pour notre bassin versant la surface est la suivante :

$$S = 33 \text{ km}^2$$

- ✓ Périmètre : La limite extérieure du bassin correspond a la valeur suivante

$$P = 26 \text{ km}$$

b. Caractéristiques physiographiques:

- ✓ Indice de compacité de Gravelius : Cet indice permet de caractérisant la forme de bassin versant, Il est définir comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface :

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi} \cdot S} \approx 0,28 \cdot \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{III.1})$$

Où :

- K_c : Indice de compacité de Gravelius ;
- S : surface du bassin versant [km^2] ;
- P : périmètre du bassin [km].

$$K_c = 1,27$$

Tableau III.1. classification de bassin selon l'indice de compacité de GRAVELUS

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

Le bassin versant général est donc plutôt de forme moyenne, ce qui permet de se faire une idée sur le débit de pointe : l'hydrogramme de crue est de forme amortie.

✓ **Coefficient d'allongement :**

Il est donné par la formule suivante :

$$K_p = \frac{P^2}{S} \quad (\text{III.2})$$

$$K_p = 3.0303$$

✓ **Rectangle de Gravelius :**

Le bassin versant rectangulaire résulte d'une transformation géométrique du bassin réel dans laquelle on conserve la même superficie, le même périmètre (ou le même coefficient de compacité) et donc par conséquent la même répartition hypsométrique (Roche, 1963).

Les courbes de niveau deviennent des droites parallèles au petit côté du rectangle, Ses dimensions équivalentes (longueur L et largeur l) sont déterminées à l'aide de la formule suivante :

$$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right] \quad (\text{III.3})$$

$$l = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right] \quad (\text{III.4})$$

Où :

- K_c : Indice de compacité de Gravelius ;
- S : surface du bassin versant [km^2] ;

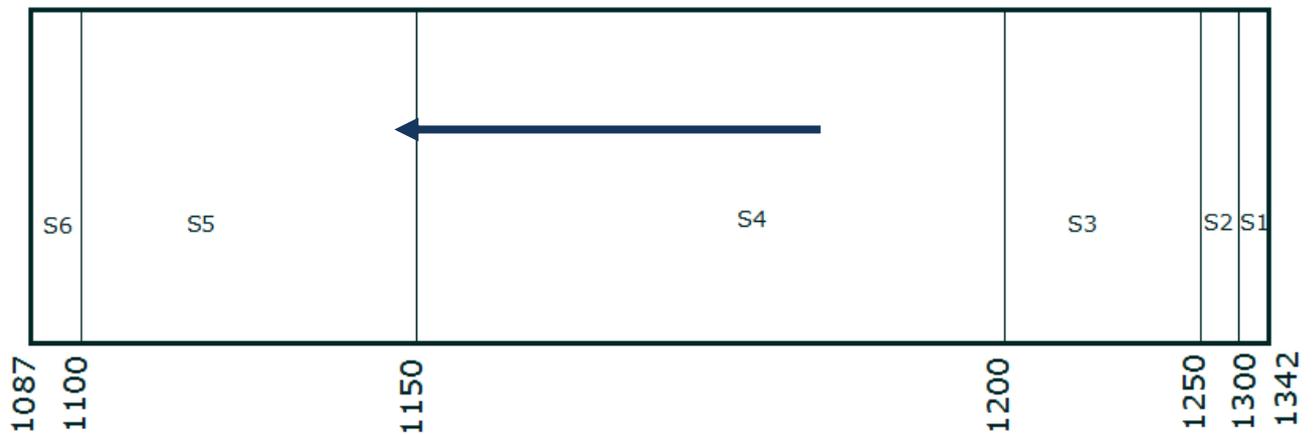
Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau III.2. résultats de calcul de rectangle équivalent

Ordre surface	S1	S2	S3	S4	S5	S6
Surface(Km ²)	0,81	1,09	5,31	16,06	9,15	0,6
L(Km)	0,27	0,36	1,79	5,40	3,08	0,47
l(Km)	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97

L= 11,34 Km
l =2,97 Km
S=33,68 Km²

Figure III.2 : rectangle équivalent.



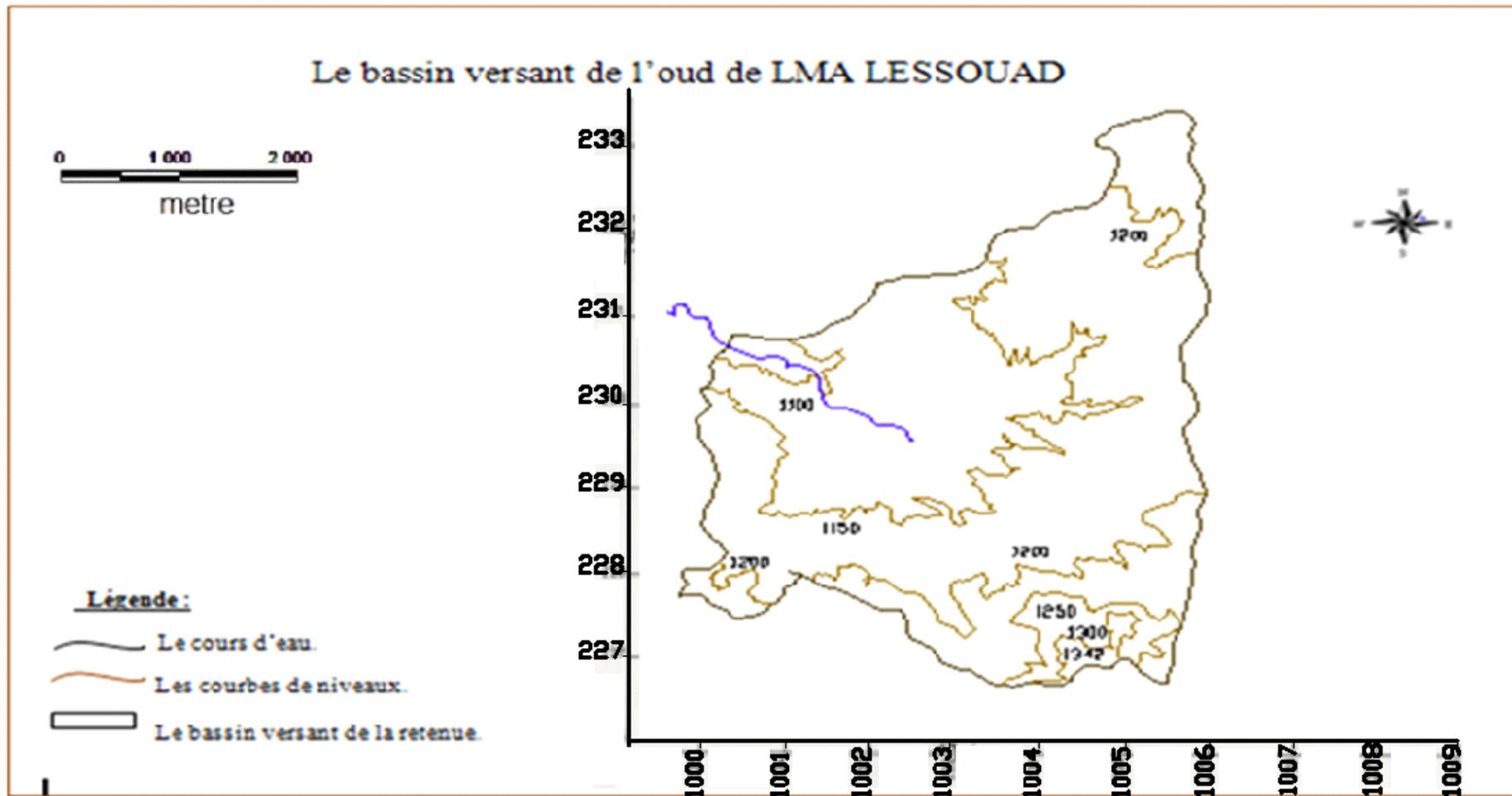


Figure III .3 : Le bassin versant de l'oud d'EL MA LESSOUED (Echelle 1 : 50 000)

III.1.3. Paramètres du relief :

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures, etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivants :

III.1.3. 1. Courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface du bassin qui se trouve au-dessus de l'altitude représentée en ordonnée.

Tableau III.3 : Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude.

Les attitudes (m)	H moyennes (m)	Les surfaces partielles (km ²)	Les surfaces cumulées (km ²)	Le pourcentage (%)
1342-1300	1321	0,81	0,81	2,45
1300-1250	1275	1,09	1,9	5,75
1250-1200	1225	5,31	7,21	21,83
1200-1150	1175	16,06	23,27	70,47
1150-1100	1125	9,15	32,42	98,18
1100-1087	1093.5	0,6	33,02	100

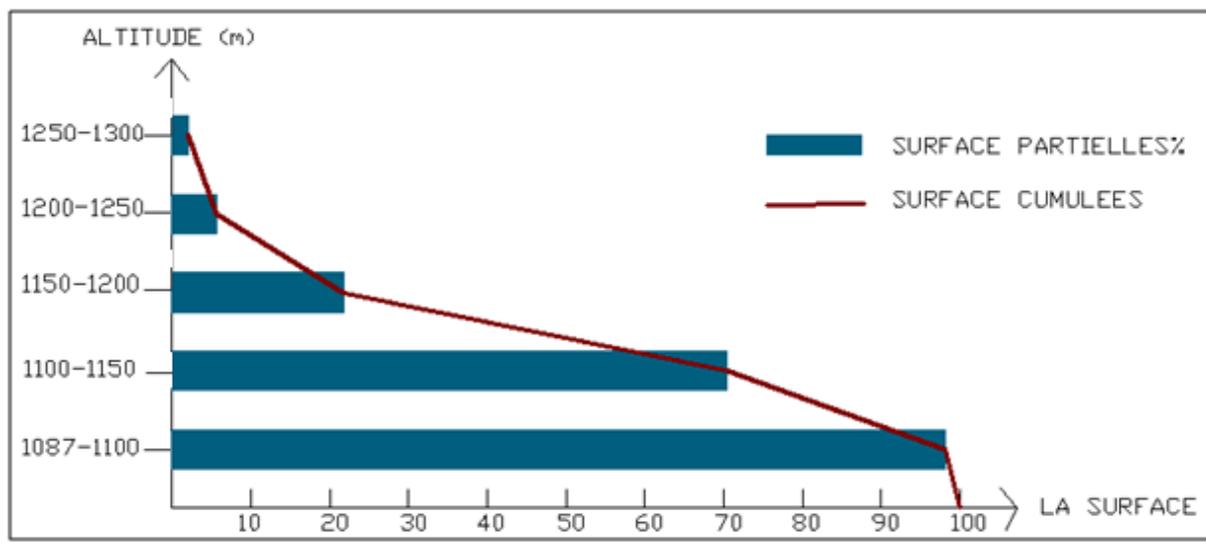


Figure III.4 : Répartition et courbe hypsométrique

III.1.3.2. L'altitude caractéristique du bassin versant :

- ✓ L'altitude moyenne :

L'altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Toutefois, elle est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou dans la mise en œuvre de modèles hydrologiques.

Elle est Définie comme suit :

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

Où :

- H_{moy} : altitude moyenne du bassin [m] ;
- S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km²] ;
- H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;
- S : superficie totale du bassin versant [km²].

$$H_{\text{moy}} = 1\,195,18 \text{ m.}$$

- ✓ L'altitude médiane :

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière, d'après la courbe hypsométrique Figure II.4 on a :

$$H_{50\%} = 1\,200 \text{ m.}$$

Tableau II.4 : Détermination des altitudes.

Altitude	Valeur (m)
H_{moyenne}	1195
$H_{\text{médiane}}$	1200
$H_{95\%}$	1140
$H_{5\%}$	1285
H_{max}	1342
H_{min}	1087

III.1.3.3. les indices de pente :

✓ Indice de pente globale I_g

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent. Les altitudes correspondantes sont lues de la courbe hypsométrique. Il est donné par la formule

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad (III.6)$$

Où :

D : Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ (m).

L : la longueur du rectangle équivalent.

$$I_g = 0.014$$

Tableau III.5: Classification de relief

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	$0.1 < I_g$

Source : Manuel d'hydrologie (Mm TOUAIBIA)

Donc : le type de relief de notre bassin versant est relief modéré.

✓ L'indice de pente de roche I_p :

Cet indice se calcule à partir du rectangle équivalent. Il est égal à la somme des racines carrées des pentes moyennes de chacun des éléments pondérés par les surfaces comprises entre deux courbes de niveau H_i et H_{i+1} , soit :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i D_i} \quad (III.7)$$

Où :

L : longueur de rectangle équivalent (m).

A_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1} .

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : résultats de calcul de rectangle équivalent

altitude	Di=Hi-Hi-1	Si	Ai=Si/S	$\sqrt{D_i \cdot A_i}$
m	m	Km ²	%	
1300-1342	42	0,81	2,45	10,15
1250-1300	50	1,09	3,30	12,84
1200-1250	50	5,31	16,08	28,35
1150-1200	50	16,06	48,64	49,31
1100-1150	50	9,15	27,71	37,22
1087-1100	13	0,6	1,82	4,86
Somme		33,02	100	142,75

$$I_p = 1,84$$

✓ **La pente moyenne:**

$$I_{moy} = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{\bar{S}} \quad (\text{III .8})$$

Avec :

ΔH : dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

L_n : les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S : superficie du bassin versant (Km²)

Les résultats des mesures sont présentés dans le tableau (III.7).

Tableau III.7 : Evaluation de la pente moyenne.

N°	courbe	ΔH	Longueur (km)
1	1350	50	0,93
2	1300		3,65
3	1250		1,43
4	1200		7,34
5	1150		17,8
6	1100		3,06

$$I_{moy} = 5,05\% \text{ m/km}$$

III.1.4. Le réseau hydrographique et caractéristiques d'écoulement :

On désigne par réseau hydrographique un ensemble hiérarchisé et structuré de chenaux qui assurent le drainage superficiel, permanent ou temporaire, des eaux vers l'exutoire du bassin versant.

Pour procéder au calcul des caractéristiques d'écoulement, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUMM, et selon cette classification, notre bassin versant est d'ordre 5.

III.1.4.1. La longueur du cours d'eau principal (L) :

C'est la distance curviligne depuis l'exutoire jusqu'à la ligne de partage des eaux, en suivant le segment d'ordre le plus élevé lorsqu'il y a un embranchement et par extension du dernier jusqu'à la limite topographique du bassin versant. Si les deux segments à l'embranchement sont de même ordre, on suit celui qui draine la plus grande surface, d'après le plan topographique la longueur du cours d'eau principale est :

$$L = 10 \text{ km}$$

III.1.4.2. Le profil en long du cours d'eau :

Ce profil est tracé à partir des cartes topographiques à l'échelle 1/5000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau jusqu'à l'exutoire.

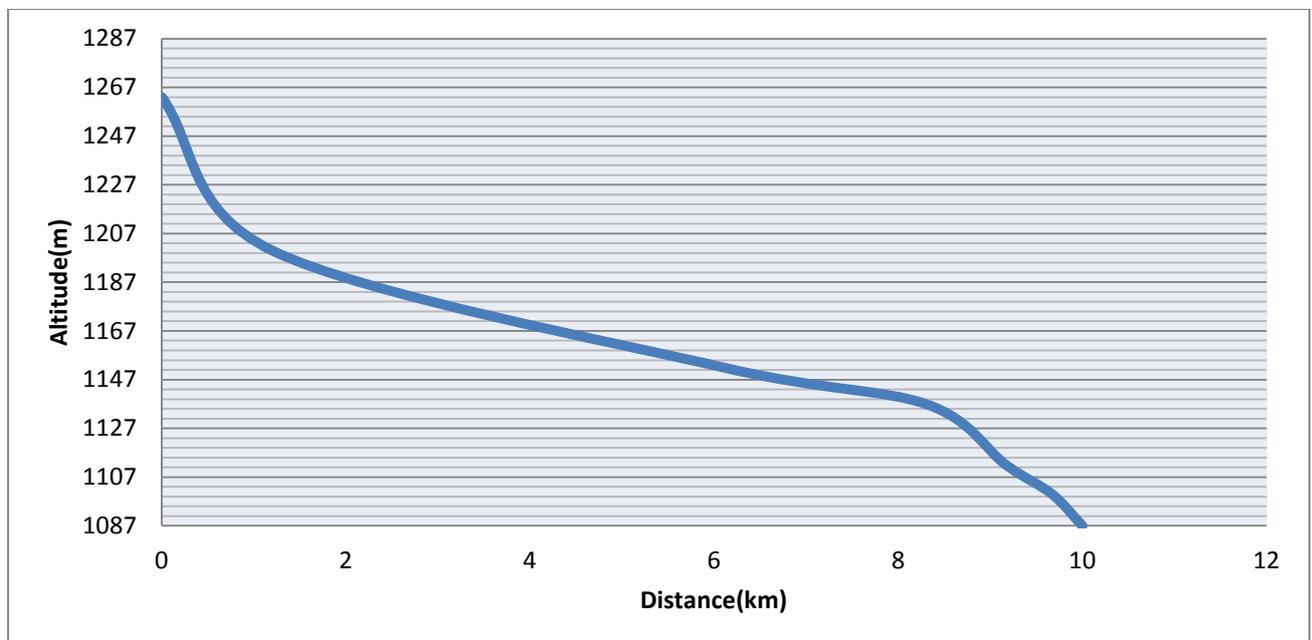


Figure III.5 : profil en long du cours d'eau principal

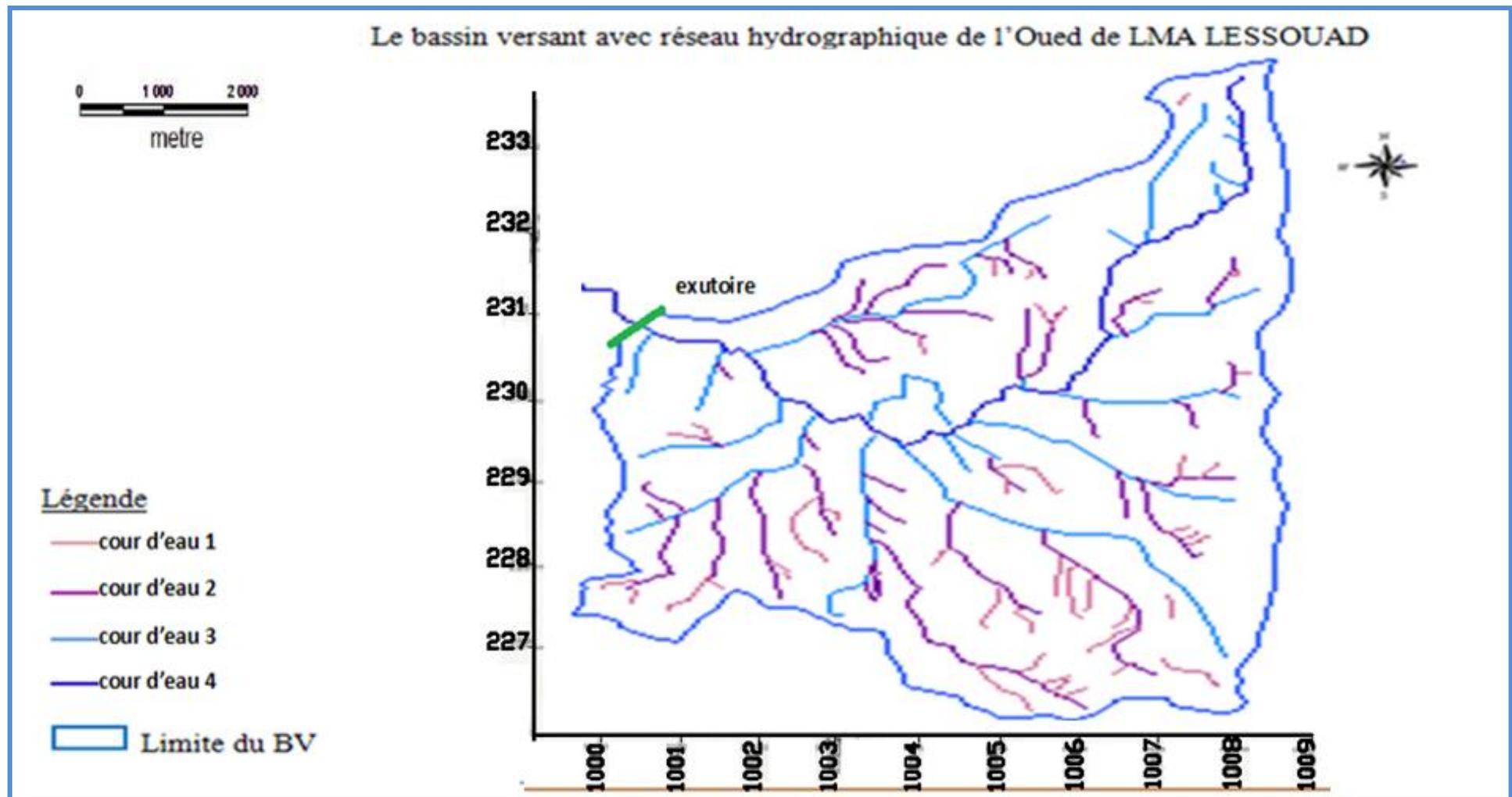


Figure III.6 : Le bassin versant avec réseau hydrographique de l'Oued d' EL MA LESSOUED (Echelle 1 : 50 000)

III.1.4.3. La pente moyenne d'un cours d'eau :

Le calcul de la pente moyenne de cours d'eau s'effectue à partir du profil longitudinal du cours d'eau et de ses affluents. La méthode la plus fréquemment utilisée consiste à diviser la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau.

$$I = \frac{\Delta H_{\max}}{L} \quad (\text{III.9})$$

Où :

- I : pente moyenne du cours d'eau [m/m] ;
- ΔH_{\max} : dénivellation maximale de la rivière [m] ;
- L : longueur du cours d'eau principal [km].

$I = 0,011 \text{ m/m}$

- Dans notre cas la pente est douce d'où elle donne à l'eau le temps nécessaire à s'infiltrer, entièrement ou en partie, dans le sol.

III.1.4.4. La densité de drainage :

Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs L_i du bassin versant, à la surface totale S . Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en Km / Km^2 .

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} L_i}{S} \quad (\text{III.10})$$

Où :

- D_d : densité de drainage [km/km^2] ;
- L_i : la somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i [km] ;
- S : surface du bassin versant [km^2].

$D_d = 1,85 \text{ Km} / \text{Km}^2$

III.1.4.5. La densité hydrographique et coefficient de torrentialité

- ✓ La densité hydrographique : représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface.

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{S} \quad (\text{III.11})$$

- Où : F : densité hydrographique [km^{-2}] ;
- N_i : nombre de cours d'eau d'ordre i .

$$F=1,24 \text{ talweg/km}^2$$

✓ Le coefficient de torrentialité « C_t » : est calculé à l'aide de l'équation :

$$C_t = D_d \cdot F \quad (\text{III.12})$$

Où :

D_d : Densité de drainage km/km²;

F : Densité hydrographique.

A.N :

$$C_t=2,29$$

II.1.4.6. Le temps de concentration t_c

Le temps de concentration des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier. Dans notre étude, étant donné la nature du bassin versant et sa superficie $S < 100 \text{ Km}^2$, on s'est basé sur les méthodes suivantes :

a- Méthode des vitesses de ruissellement :

Le temps de concentration est exprimé par :

$$T_c = \frac{L}{V_c} \quad (\text{III.13})$$

Où : L : La longueur du cours d'eau principal exprimée en Km

V_c : La vitesse de concentration de la phase maximale de la crue, en km/h.

La vitesse de concentration, par Befani A.N., pour les petits bassins versants est exprimée

comme suit :

$$v_c = 0.75 S^{1/5} I^{1/3} \quad (\text{III.14})$$

Où :

V_c : Vitesse de concentration, en km/h. $V_c = 2,1 \text{ Km/h}$

S : La superficie du bassin versant, en km^2

I : La pente moyenne du talweg principal, en %.

$$T_c = 4,76 \text{ heures}$$

b - GIANDOTTI(1937) :

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \quad (\text{III.15})$$

Où :

S : Surface du bassin versant en [Km²] ;

L : longueur du talweg principale en [Km].

$$T_c = 5 \text{ heures}$$

c- La formule de KIRPICH :

$$T_c = 0,6615 (L_{cp})^{0,77} I_g^{-0,385} \quad (\text{III.16})$$

Où:

 I_g : Indice de pente globale :

L : longueur du talweg principale en [Km].

$$T_c = 5,03 \text{ heures}$$

d- La formule de VENTURA :

Le temps de concentration est calculé comme suit :

$$T_c = 0,1272 \cdot \left(\frac{S}{I}\right)^{0,5} \quad (\text{III.17})$$

Où:

S : Surface du bassin versant en [Km²] ;

I : La pente moyenne du talweg principale.

$$T_c = 4,92 \text{ heures}$$

- Les différentes méthodes donnent des résultats proches et pour la sécurité de l'ouvrage, on prend un temps de concentration égale à 5,03 heure.

$$T_c = 5 \text{ heures}$$

Les caractéristiques de notre bassin versant sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.8 : Les caractéristiques du bassin versant EL MA LESSOUED :

DESIGNATION		SYMBOLE	UNITES	VALEUR
Superficie		S	km ²	33
Périmètre		P	km	26
Longueur du cours principal		L _p	km	10
Pente du thalweg principal		I	%	0,011
Indice de compacité		K _C	-	1,27
Coefficient d'allongement		Ca	-	3,03
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	11,37
	largeur	l _r	Km	2,97
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1342
	moyenne	H _{moy}	m	1195,18
	médiane	H _{med}	m	1200
	minimale	H _{min}	m	1087
Pente moyenne de B.V		I _{moy}	m/km	5,05
Indice de pente globale		I _g	%	0,16
Indice de pente de M Roche		I _p	%	1,84
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	1,85
Coefficient de torrencialité		C _t	-	2,29
Temps de concentration		T _c	H	5
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/H	2
Coefficient de sinuosité		C _s	-	0,85

III.2. Caractéristiques climatologiques de la région :

L'étude climatologique est très importante pour la connaissance des caractéristiques du comportement hydrologique des cours d'eau. Les paramètres les plus intéressants dans l'identification du régime d'écoulement sont les précipitations (P) et la température (T).

Remarque : les données de la climatologie sont des données de HPE Constantine

III.2.1. Température :

La température est un facteur très important, régissant le phénomène d'évapotranspiration et le déficit d'écoulement annuel et saisonnier. Les données concernant les températures relèvent de la station de Tébesa qui est la plus proche sur une période de 34 ans .

Tableau III.9. Variation des températures moyennes maximales et minimales (1976-2010)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout
Tmax °C	29,2	21,8	16	11,5	10,3	12,3	16,1	20,8	25,2	31	34,8	34,1
Tmin °C	16,1	11,3	6,7	3	1,9	2,7	4,7	7,3	11,4	15,9	18,8	18,4

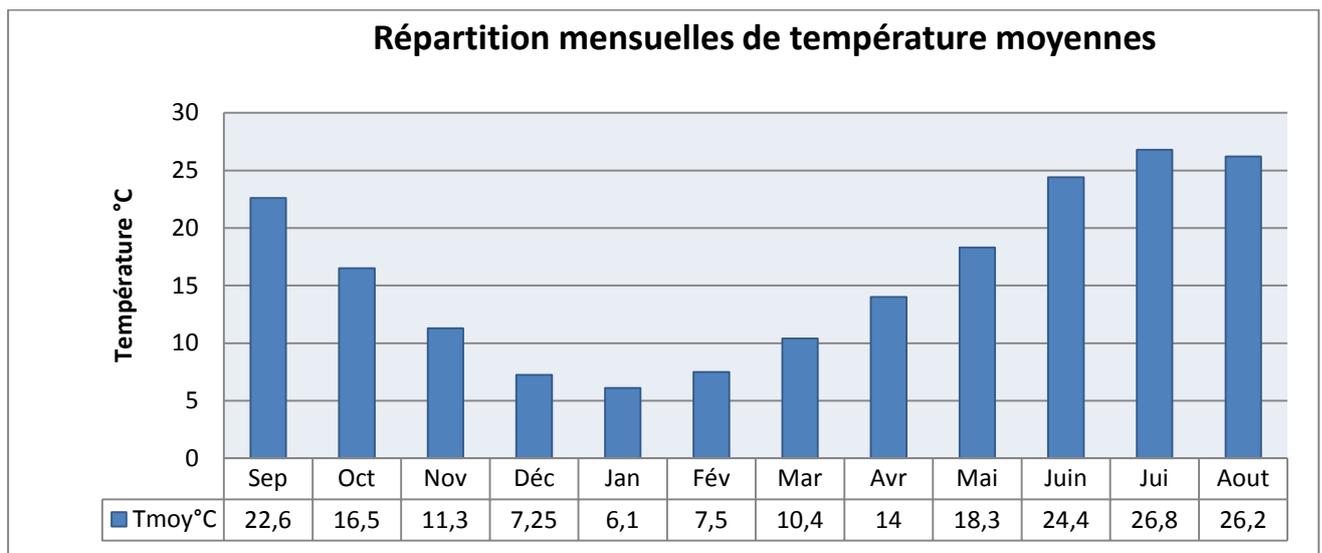


Figure III.7: Répartition mensuelles de températures moyennes maximales et minimales.

➤ **Commentaire :**

Le bassin versant d'OUED LMA LESSOUED présente un climat semi aride dans l'ensemble, c'est-à-dire froid en hivers et chaud en été ; La température moyenne en hivers varie entre 7,25 °C et 6,10 °C avec un maximum de 34,8 °C et de minimum de 1,9 °C

III.2.2. Précipitations :

Les postes pluviométriques de la zone d'étude ont été retenus en fonction de leur altitude et leur situation géographique.

Tableau III.10. Variation de précipitation moyenne mensuelle de la station d'EL MALABIOD

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout
P(mm)	10,2	22,4	25,3	22,8	30,3	30,3	26,7	28,7	9,7	4,3	3,1	3,2

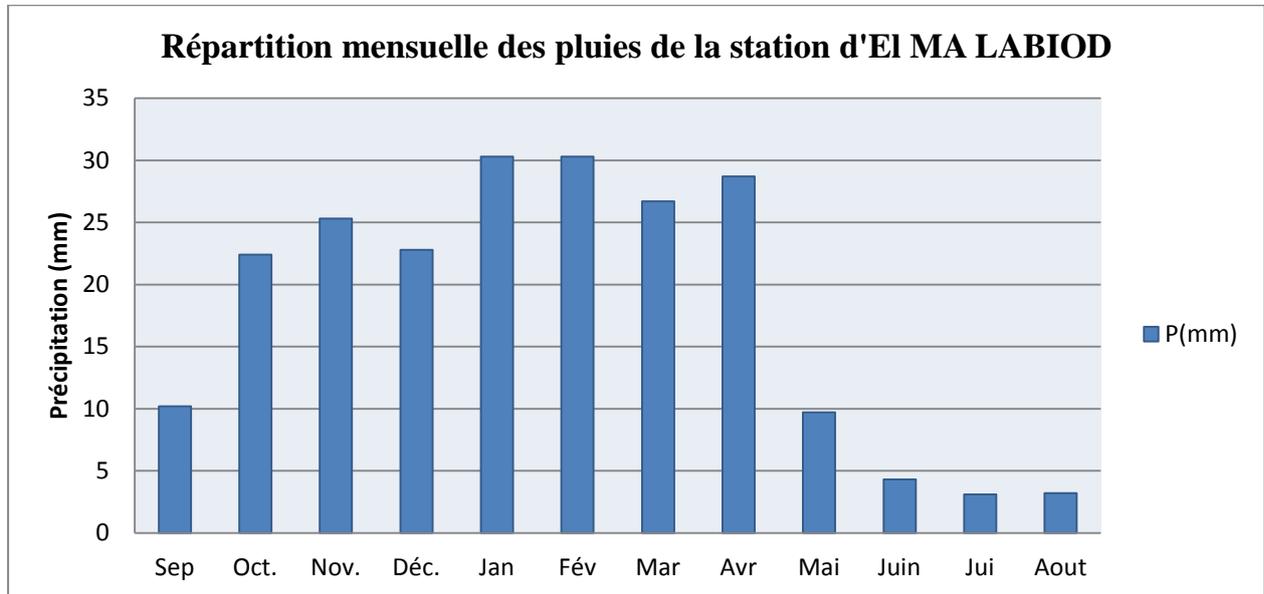


Figure III.8: Variation de précipitation moyenne mensuelle de la station d'EL MA LABIOD

➤ **Commentaire :**

- la moyenne interannuelle de pluie est égale à 280 mm.
- les mois les plus arrosés sont les mois de janvier février, mars et avril, avec une valeur moyenne mensuelle maximum égale à 29.04 mm.
- le mois le plus sec est juillet avec une valeur minimale moyenne mensuelle égale à 3,1mm.

III.2.3. Evaporation :

Les données relatives à l'évaporation concernant la station d'EL MALABIOD disposant de relevés sur bac COLORADO. Pour l'évaluation de l'évaporation sur une surface d'eau relative à une retenue, on applique un coefficient de M.TURK, la valeur générale admise en ALGERIE pour ce coefficient est $R=0,8$.

Tableau III.11 : Evaporation sur le bac COLORADO

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout
Ev max(mm)	312	200	113	99	93	196	295	216	269	455	492	382
Ev min(mm)	151	89	37	21	17	39	49	79	31	197	215	200

Sur la base de ces données, l'évaporation au niveau de la retenue serait de :

Tableau III.12 : l'évaporation au niveau de la retenue

Evaporation (mm)	Au bac	A la retenue
Max	3122	2498
Min	1225	980

Tableau III.13: Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout
Ev moy(mm)	10,6	6,5	3,6	2,6	2,5	3,6	6,3	7,6	10,4	14,2	17,8	14,3

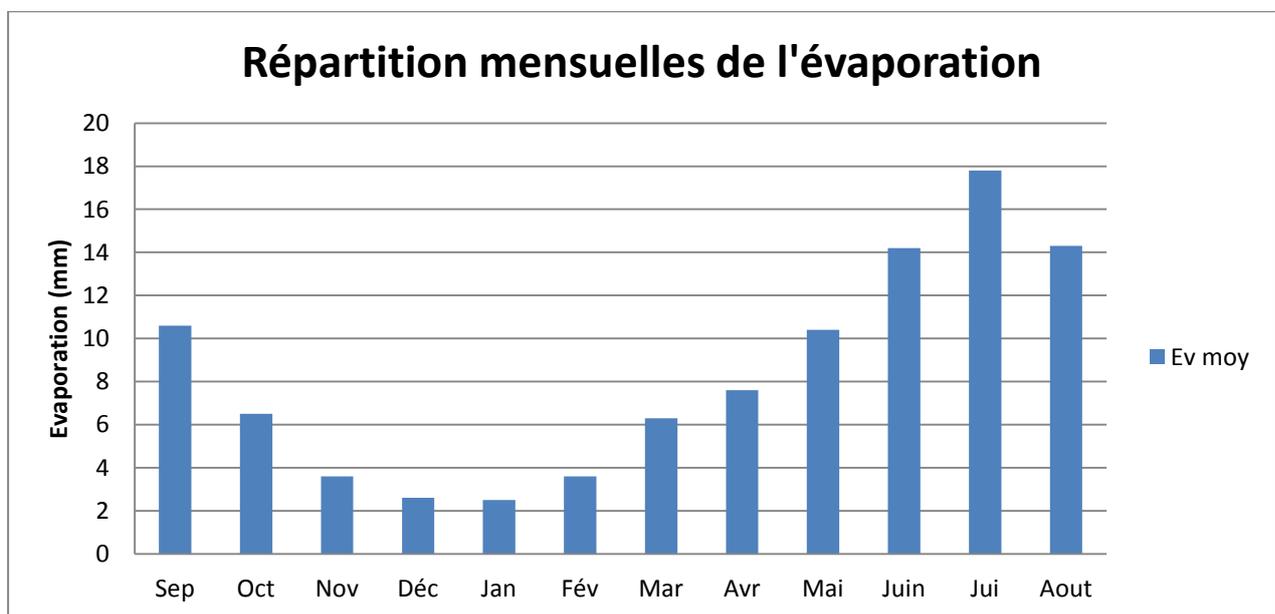


Figure III.9: Variation de l'évaporation moyenne mensuelle de la station d'EL MALABIOD.

➤ **Commentaire :**

Du tableau précédent, il ressort que :

- L'évaporation durant les 6 mois chaud de l'année (Avril ,Mai ,Juin ,Juillet ,Aout et septembre) atteint la valeur de 1169 mm soit 75% de l'évaporation moyenne annuelle
- Elle est relative aux trois mois de l'été atteint 723mm, soit près de la moitié de l'évaporation moyenne annuelle (46,3%)

III.2.4. Le vent :

Les vents sont caractérisés par leur vitesse et leur intensité. Les vents prédominants sont de direction ouest-nord-ouest au mois de Novembre et la distribution du champ de direction du vent est saisonnière hiver-été. En hiver, les vents du NW sont souvent secs et froids ; en été les vents du sud sont fréquents et peuvent être chauds et secs, d'où l'augmentation de l'évaporation et une sécheresse fait augmenter le déficit d'écoulement.

III.2.5. L'insolation :

L'insolation représente la quantité de rayonnement solaire retenu et absorbé par la terre. Le mois le plus ensoleillé est juillet avec 11.1 heures/jour et le mois le moins ensoleillé est janvier avec une valeur de 5.3 heures/jour.

III.2.6. Les crues :

D'après les renseignements de certains habitants de la ville de Hammamet, les fortes crues sont fréquentes dans la zone d'étude. L'intérêt économique de la prédétermination du débit maximum probable des crues d'un oued est évident, en raison de la nécessité de calculer certains ouvrages d'art. Leurs caractéristiques sont, en effet, essentiellement déterminées par le maximum probable de la crue à laquelle ces ouvrages devront faire face.

Tableau III.14: les pluies pour les périodes de retour étudiées

Période de retour(an)	2	5	10	20	50	100	1000
P .Annuelle(mm)	220,6	319,2	370,6	433,9	425,6	493,6	582,7

Source :HPE Constantine

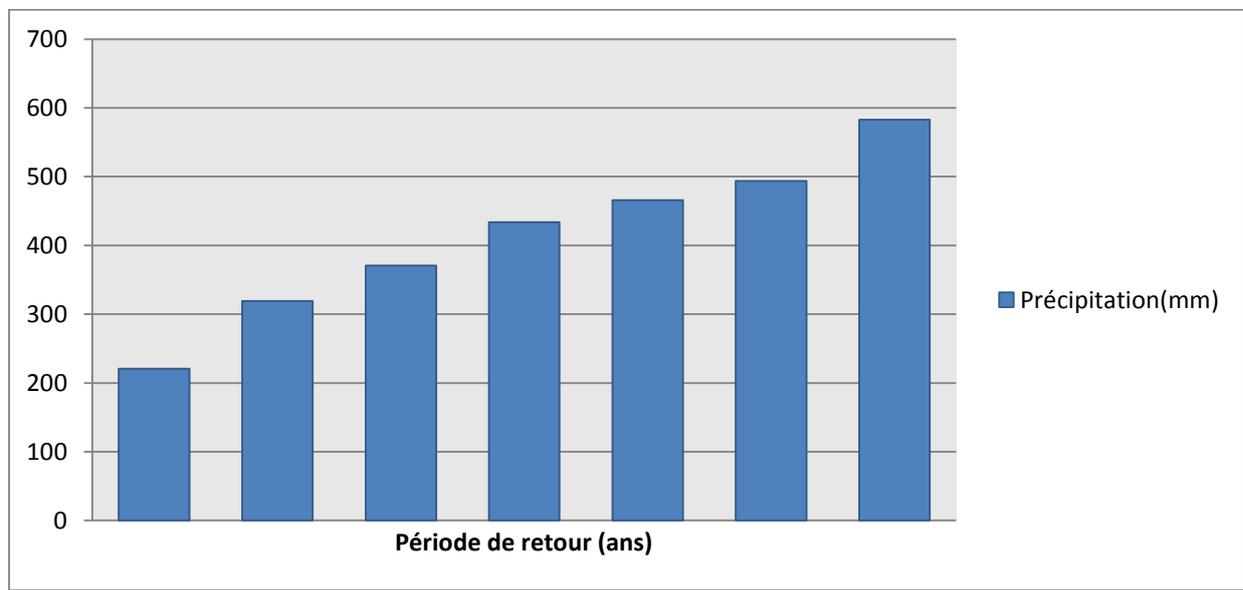


Figure III.10: les pluies pour les périodes de retour étudiées

III.3. Etude des précipitations :

Les données pluviométriques sont la source principale et l'unique « entrée » des principaux systèmes hydrologiques continentaux que sont les bassins versants.

III.3.1 : Stations et données disponibles:

Les données pluviométriques disponibles dans la région ont été sélectionnées à partir du réseau d'observations de l'agence nationale des ressources hydrauliques (ANRH). Ces postes ont été retenus en fonction de leur altitude et leur situation géographique.

Tableau III.15. Les principales caractéristique des stations d'enregistrement

Caractéristiques principales des stations pluviométriques					
Code de la station	Nom de la station	Coordonnées Lambert		Altitude (m,NGA)	Nbre d'année de fonctionnement
12 02 01	MESKIANA	949,70	271,00	860	90
12 03 01	TEBESSA	991,90	247,20	850	34
12 03 04	HAMMEMET	976,50	251,75	880	57
12 05 04	EL KOUIF	1009,7	256,15	1064	73
06 28 02	EL MALABIOD	998,15	225,35	1025	45

Source : ANRH, Alger

Etant donné l'altitude relativement basse des stations TEBESSA, MESKIANA et HAMMEMT par rapport à celle du bassin versant ($H_{moy}=1175m$) elles ne sont pas assez représentatives ce qui n'est pas le cas pour la station d'EL KOUIF et la station d'EL MALABIOD.

Pour notre étude nous optons pour la station d'EL MALABIOD. Qui est situé au sud ouest de notre bassin versant

III.3.2 : Critique des données observées :

Pour garantir la qualité des données, nous devons suivre les étapes suivantes :

- Combler les lacunes des séries observées.
- Détecter et corriger les valeurs douteuses.
- Vérifier l'homogénéité et l'indépendance des données.

A- Combler les lacunes des séries observées :

Plusieurs méthodes sont proposées pour cela, (El jabi et al, 1987 , Bermad 2004) :

- Remplacer la valeur manquante par la moyenne inter-mensuelle, cette méthode est utilisée dans le cas d'une faible corrélation et lorsque les séries comportent des années d'observation relativement longues.

Remplacer la valeur manquante par une moyenne pondérée par la tendance annuelle des stations pluviométriques.

- Les méthodes basées sur l'analyse de régressions et corrélations :

Le calcul de régression se fait en déterminant les valeurs des paramètres de la relation entre la variable expliquée et les variables explicatives. Cette régression peut être simple ou multiple. Dans notre cas, nous avons utilisé la régression simple pour combler deux valeurs (moyenne mensuelles et maximales) des mois suivant :

Tableau III.16. Les valeur a combler dans la série pluviométrique

Jun 1974	Juil. 1977	Jui/Aout 1983	Aout/Mai 1988	Aout 1990	Nov. 1997	Janvier 1999
-------------	---------------	------------------	------------------	--------------	--------------	-----------------

B- Détection des valeurs singulières :

On appelle valeur extrême (ou aberrante) une donnée observée pour une variable qui semble anormale au regard des valeurs dont on dispose pour les autres observations de l'échantillon.

Une valeur extrême peut indiquer une erreur de lecture, une erreur de saisie ou un événement particulier qui a perturbé le phénomène observé au point de le rendre incomparable aux autres. Dans de tels cas, il faut soit corriger la valeur extrême si c'est possible, ou sinon supprimer l'observation. Pour identifier ces valeurs extrêmes, il existe différentes approches. pour notre cas on va choisir le test de Grubbs et Beck .

✓ Test Grubbs et Beck :

Ce test est très utilisé pour sa simplicité. il peut détecter les points singuliers de la série en calculant les statistiques suivantes :

$$X_s = \exp(x + K_n * S_x) \quad (\text{III.18})$$

$$X_i = \exp(x - K_n * S_x) \quad (\text{III.19})$$

Où:

X: la moyenne des logarithmes naturels des éléments constituant l'échantillon.

S_x : l'écart type des logarithmes naturels des éléments constituant l'échantillon.

K_n : valeur statistique du test de Grubbs et Beck, tabulée pour différents tailles d'échantillons et de niveaux de signification

Au niveau de risque de 10%, l'approximation polynomiale suivante a été proposée par Bobée (1991) :

$$K_n = 3,62201 + 6,28446 * n^{-1/4} - 2,49835 * n^{-1/2} + 0,491436 * n^{-3/4} - 0,037911 * n \quad (\text{III.20})$$

Où:

n : Taille de l'échantillon.

En appliquant ce test, tous les points de l'échantillon supérieurs à X_h ou inférieurs à X_l seront considérés comme points singuliers.

L'application de ce test pour les précipitations annuelles calculées les deux bornes :

$$X_s = 44,38 \text{ mm} \quad X_i = 2,7 \text{ mm}$$

Le tableau suivant récapitule les valeurs singulières de la série :

Tableau II.17. Les valeurs singulières de la série

Année	1976	1979	1983	2000	2003	2011
Pannuelle(mm)	59,6	64,1	66,4	2,2	83,8	45,4

Après vérification de ces valeurs annuelles avec les autres stations les plus proches ,qui présente des pluviométries similaires, on a décidé de garder ces valeurs et de les considérer comme phénomènes hydrologiques extrêmes .

C- Traitement statistiques des données :

➤ Homogénéisation des données

Les erreurs dans les séries de mesures pluviométriques modifient le caractère aléatoire des phénomènes et les conditions de leur avènement. Si ces conditions changent cela veut dire que les données mesurées ne proviennent pas de la même population et que la série de mesures n'est pas homogène. Avant de pouvoir étudier statistiquement ces séries, il ya lieu donc, au préalable, de vérifier l'homogénéité. Plusieurs tests statistiques sont utilisés pour s'assurer de l'homogénéité d'une série statistique. Dans notre cas c'est le test de la Médiane qui est utilisé pour vérifier l'homogénéité.

Ce test permet de vérifier si une série des précipitations totales annuelles est homogène ou non en suivant les étapes :

- On détermine la médiane M après avoir classé la série par ordre croissant.
- Remplacer la série des valeurs non classée par une suite de signe
 - + Pour les valeurs $x_i > M$
 - Pour les valeurs $x_i < M$
- On calcule les quantités N_s et T_s
 - N_s : nombre total de séries de + ou -
 - T_s : taille de la plus grande série de +

Pour un seuil de signification comprise entre 91% et 95%, les conditions du test sont les suivantes :

$$N_s > \frac{1}{2}(N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}}\sqrt{N + 1}) \quad (\text{III.21})$$

$$T_s < 3.3(\log_{10}N + 1) \quad (\text{II.22})$$

Tableau III.18: Calcul des paramètres du test de la médiane de la station el me lobiod

Année	Pj max	Rang	class	Signe	Année	Pjmax	Rang	class	Signe
1973	37,2	1	2,2	+	1993	14,3	20	29	-
1974	38,5	2	8	+	1994	39,1	21	30	+
1975	30,5	3	9	+	1995	39,3	22	32	+
1976	59,6	4	14	+	1996	9,7	23	33	-
1977	24,3	5	17	-	1997	22	24	34	-
1978	26	6	18	-	1998	26	25	34	-
1979	64,1	7	19	+	1999	29,6	26	35	+
1980	19,1	8	20	-	2000	2,2	27	37	-
1981	27,9	9	20	-	2001	8	28	38	-
1982	22,2	10	20	-	2002	38,5	29	39	+
1983	66,4	11	22	+	2003	83,8	30	39	+
1984	18,6	12	22	-	2004	43,5	31	39	+
1985	20,9	13	24	-	2005	32,9	32	39	+
1986	17,2	14	24	-	2006	25,8	33	43	-
1987	24,5	15	24	-	2007	24,5	34	45	-
1988	34,5	16	25	+	2008	39,8	35	52	+
1989	52	17	25	+	2009	39,5	36	59	+
1990	33,9	18	26	+	2010	20,9	37	64	-
1991	35,2	19	26	+	2011	25,9	38	66	-
1992	34,5	20	27	+	2012	20,8	39	83	-

Tableau III.19 : résultats de test de la médiane

Ns	16
Ts	5
$\frac{1}{2}(N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}}\sqrt{N + 1})$	13,37
$3.3(\log_{10}N + 1)$	8,55
Condition 1	16 > 13,37 (vérifiée)
Condition 2	5 < 8,55 (vérifiée)

✓ Commentaire

Les conditions de tests sont vérifiées, l'hypothèse H_0 dite « la série de données est homogène » est validée, ainsi on conclut que notre série de données est homogène.

➤ **Test d'indépendance :**

L'application des méthodes statistiques repose sur la validité de certaines hypothèses de base relatives à la constitution de l'échantillon observé. Dans cette étude, nous avons appliqué le test e Wald-Walfowitz à toutes les séries recueillies sur des pas de temps journaliers et mensuels.

La statistique du test est calculée comme suit :

$$R = \sum_{i=1}^{n-1} X_i \cdot X_{i+1} \quad (\text{III.23})$$

Pour n suffisamment grand, cette statistique suit une distribution normale de moyenne et de variance :

$$E[R] = \frac{(S_1^2 - S_2)}{n-1} \quad (\text{III.24})$$

$$Var[R] = \frac{(S_2^2 - S_4)}{n-1} + \frac{(S_1^4 - 4S_1^2 S_2 + 4S_1 S_3 + S_2^2 - 2S_4)}{(n-1)(n-2)} \{E[R]\}^2 \quad (\text{III.25})$$

$$S_k = \sum_{i=1}^n x_i^k \quad (\text{III.26})$$

S_k : Moment d'ordre k de l'échantillon.

$$T = \frac{R - \bar{R}}{\sqrt{Var(R)}}$$

La valeurs statistique T suit une distribution normale centrée réduite $N(0,1)$, et est utilisée pour tester à un niveau de signification, l'hypothèse d'indépendance en comparant la valeur absolue de T avec la valeur normale centrée réduite correspondant à la probabilité de dépassement de $a/2$. Si T est inférieure à $U_{a/2}$ l'hypothèse d'indépendance est vérifiée, celle-ci est rejetée dans le cas contraire.

$$T = 1,143 \quad U_{a/2} (a=5\%) = 1,96$$

- Les résultats illustrés dans le tableau, montrent que les observations de toutes les données de la station sont indépendantes.

III.4 : Définition de l'analyse fréquentielle

L'analyse fréquentielle est une méthode statistique de prédiction consistant à étudier les événements passés, caractéristiques d'un processus donné (hydrologique ou autre), afin d'en définir les probabilités d'apparition future.

Cette prédiction repose sur la définition et la mise en œuvre d'un modèle fréquentiel, qui est une équation décrivant le comportement statistique d'un processus. Ces modèles décrivent la probabilité d'apparition d'un événement de valeur donnée. L'analyse fréquentielle fait appel à diverses techniques statistiques et constitue une filière complexe qu'il convient de traiter avec beaucoup de rigueur (hydrologie fréquentielle, Paul Meylan, 2005). Ses diverses étapes peuvent être schématisées très simplement selon le diagramme suivant :

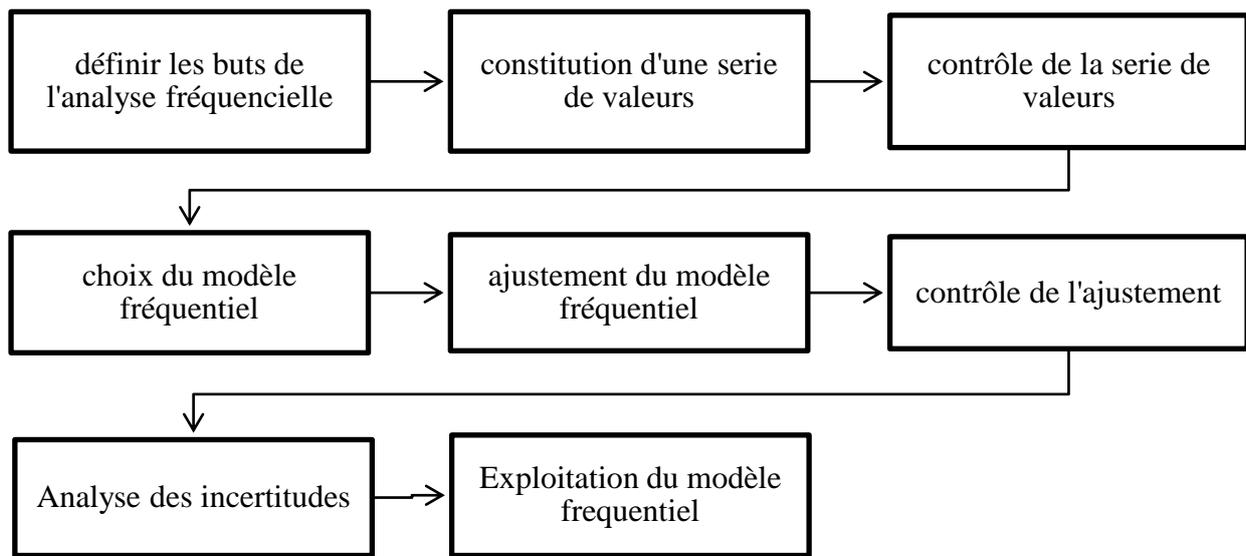


Figure III.11:principales étapes de l'analyse fréquentielle

III.4.1 : Etude des pluies maximales journalières :

L'étude des pluies maximales journalières consiste à faire un ajustement adéquat de la série par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et une période de retour. Généralement les principales étapes de l'ajustement sont les suivantes :

- ✓ Classer la série des pluies maximales journalières par ordre croissant (non dépassement).
- ✓ Calculer la fréquence expérimentale dans notre cas en utilisant la formule de Hazen.
- ✓ Calculer les caractéristiques empiriques de la série pour chaque loi pour l'ajustement
- ✓ ajuster graphiquement.
- ✓ Déterminer les quantiles pour chaque loi et son intervalle de confiance.

Les caractéristiques empiriques de la série sont représentées dans le tableau ci-après.

Tableau III.21 : les caractéristiques empiriques de la série

Caractéristiques	Valeur
Maximum	83
minimum	2
moyenne	31,56
Ecart-type	16,13
médiane	29
Coefficient de variation	0,51
coefficient d'asymétrie	1,089

III.4.2.1 : Ajustement des pluies maximales journalières

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel (doublement exponentielle), Galton (log normale), et GEV à l'aide de logiciel Hyfran, Ainsi que les tests d'adéquation.

A- Ajustement à la loi Lognormale (loi de GALTON)

Elle résulte de la loi normale mais rendus dissymétrique par le changement de variables, sa fonction de répartition pour des fréquences au non dépassement est la suivante :

$$F(\mathbf{X}) = \int_{-\infty}^u \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{\mu^2}{2}} \cdot d\mu \quad (\text{III.27})$$

La fonction de densité :

$$f(\mathbf{x}) = \frac{1}{b(\mathbf{x}-c)\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2b^2}(\ln(\mathbf{x}-c)-a)^2} \quad (\text{III.28})$$

Où:

a : Paramètre de position = μ_y ;

b : paramètre de forme = σ_y $y = \ln(\mathbf{x}-c)$;

c : borne inferieur de la distribution on prend $c = 0$.

L'équation de la droite d'ajustement reportée sur le papier Gosso -logarithmique est donnée par :

$$X = \exp(a + b \mu) \quad (\text{III.29})$$

Où : μ : Variable normale centré réduite de la table GAUSS.

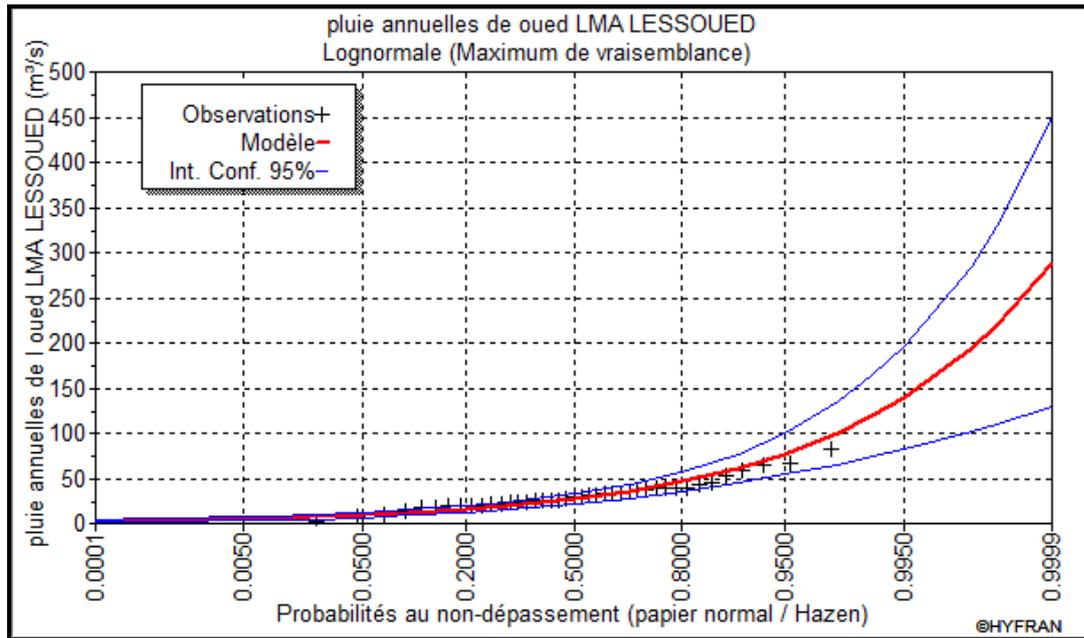


Figure III.12 : Graphique d'ajustement à la loi de Galton (log normale)

Tableau II.22 : les résultats d'ajustement à la loi de Galton

T(ans)	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
1000	0,9990	193,46	46,644	102,02	284,90
100	0,9900	119,04	22,966	24,019	164,07
50	0,98	100,10	17,677	65,445	134,75
20	0,95	77,178	11,842	53,965	100,39
10	0,90	61,252	8,254	45,069	77,435
5	0,8	46,296	5,366	35,775	56,817

Tableau III.23 : Comparaison entre les résultats de la loi de Galton et de l'échantillon

Caractéristiques	Echantillon	Galton
Maximum	83	0
minimum	2	Aucun
moyenne	31,56	33,19
Ecart-type	16,13	23,43
médiane	29	27,11
Coefficient de variation	0,51	0,71
coefficient d'asymétrie	1,089	2,46

B- Ajustement à la loi doublement exponentielle (loi de Gumbel)

La fonction de répartition de la loi Gumbel pour des fréquences au dépassement est la suivante:

$$F(X) = e^{-e^{\frac{x-a}{b}}} \quad (\text{III.30})$$

La fonction de densité :

$$f(X) = \frac{1}{b} e^{-e^{\frac{x-a}{b}}} \cdot e^{\frac{x-a}{b}} \quad (\text{III.31})$$

Où : b : paramètre d'échelle (gradex) ;
 a : le paramètre de position.

L'équation de la droite de Gumbel représentée sur papier Gumbel est donnée par :

$$X = \frac{1}{b} \mu_g + a \quad (\text{III.32})$$

Où : variable réduite de Gumbel : $\mu_g = -[\ln(-\ln(F(x)))]$; (III.33)

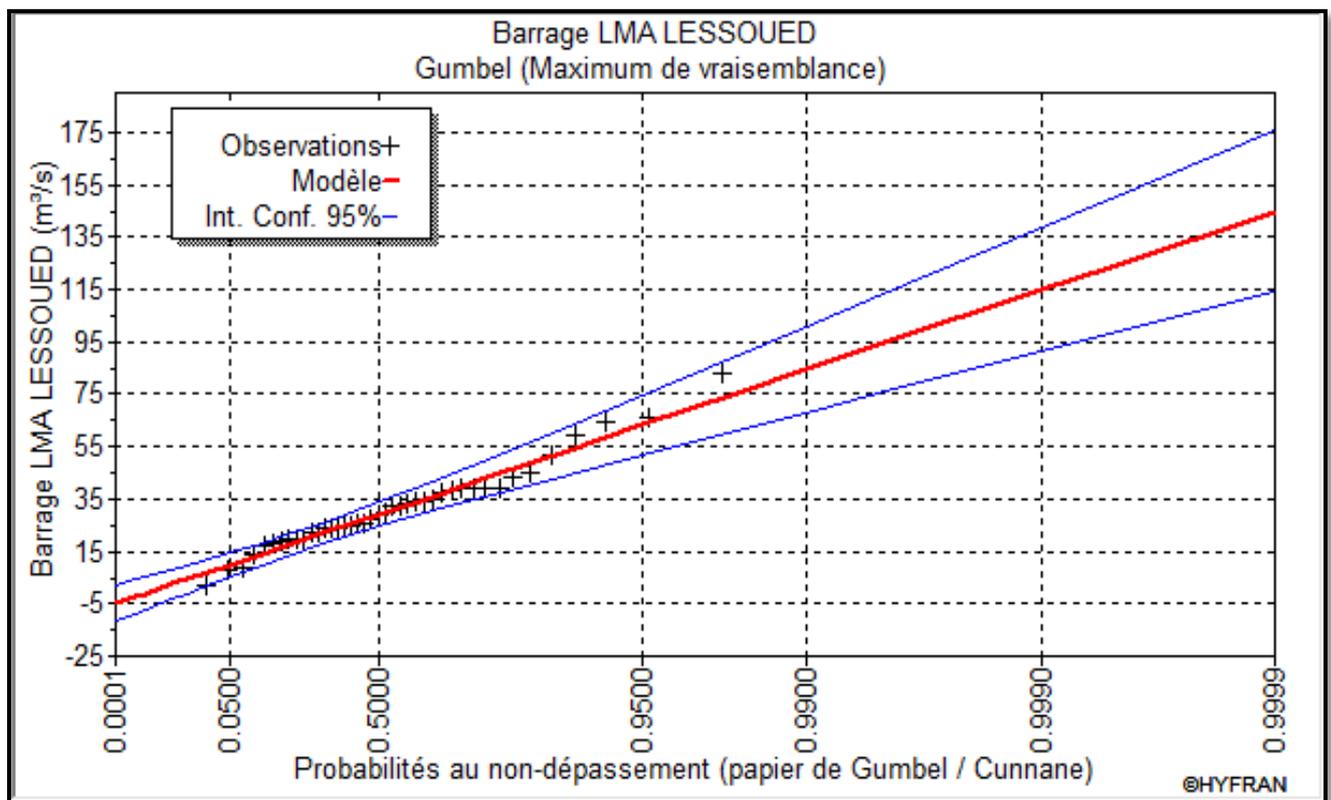


Figure III.13 : Ajustement à la loi de Gumbel.

Tableau III.24 : les résultats d'ajustement à la loi de GUMBEL

T(ans)	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance(95%)	
1000	0,9990	114,68	12,05	91,05	138,31
100	0,9900	84,48	8,38	58,04	100,91
50	0,98	75,33	7,25	61,05	89,61
20	0,95	63,14	5,84	51,67	74,59
10	0,90	53,75	4,36	36,63	51,14
5	0,8	43,88	3,70	30,30	41,83

Tableau III.25: Comparaison entre les résultats de la loi de Gumbel et de l'échantillon

Caractéristiques	Echantillon	Gumbel
Maximum	83	Aucun
minimum	2	Aucun
moyenne	31,56	31,80
Ecart-type	16,13	16,79
médiane	29	29,048
Coefficient de variation	0,51	0,52
coefficient d'asymétrie	1,089	1,12

C- Ajustement à la loi des extrêmes généralisés (loi GEV)

C'est une généralisation de la loi de Gumbel, sa fonction de répartition pour des fréquences au dépassement est la suivante:

$$F(X) = e^{-\left(1-c\frac{x-a}{b}\right)^{\frac{1}{c}}} \quad (\text{III.33})$$

$$f(x) = \frac{1}{b - c(x-a)} e^{-\frac{1}{c} \ln\left(1-c\frac{x-a}{b}\right)} e^{-\left[1 - \left(1-c\frac{x-a}{b}\right)^{\frac{1}{c}}\right]} \quad (\text{III.34})$$

Où :

a : Paramètre de position;

b : paramètre de dispersion;

c : paramètre de forme pour $c = 0$, on obtient une loi de Gumbel.

L'équation de la droite est donnée par :

$$X = \frac{b}{c} \left[1 - (-\ln F(x))^c\right] + a \quad (\text{III.35})$$

Où : variable réduite de GEV : $\mu_{gv} = -\frac{1}{c} \left[\ln\left(1-c\frac{x-a}{b}\right)\right]$;

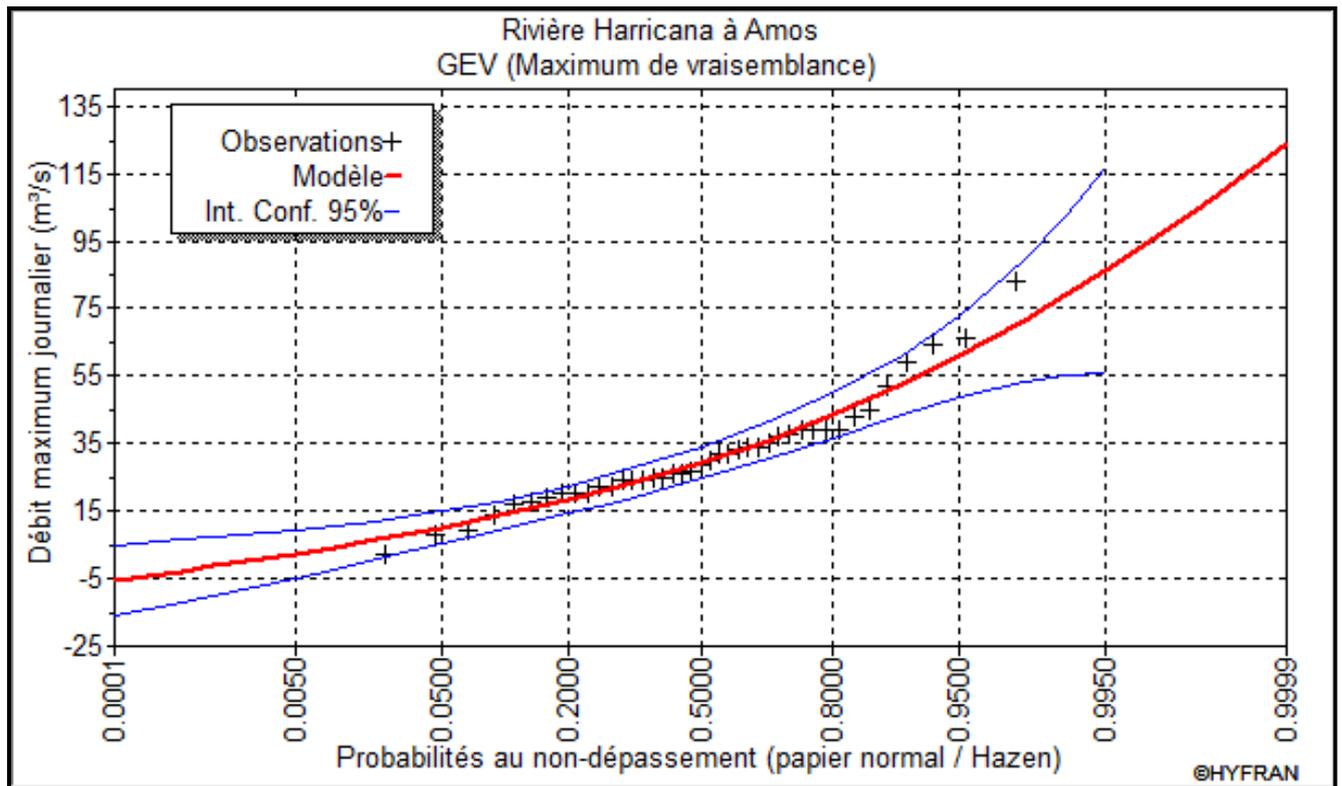


Figure III.14 : Ajustement à la loi de GEV

Tableau II.26 : les résultats d'ajustement à la loi de GEV

T(ans)	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance(95%)	
1000	0,9990	102	25,8	/	/
100	0,9900	78,9	12,1	55,9	117
50	0,98	71,3	9,23	53,2	89,4
20	0,95	60,8	6,19	48,7	73,0
10	0,90	52,5	4,54	43,6	61,4
5	0,8	43,5	3,43	36,8	50,2

Tableau III.27: Comparaison entre les résultats de la loi de GEV et de l'échantillon

Caractéristiques	Echantillon	Gumbel
Maximum	83	Aucun
minimum	2	Aucun
moyenne	31,56	31,6
Ecart-type	16,13	15,3
médiane	29	29,4
Coefficient de variation	0,51	0,49
coefficient d'asymétrie	1,089	0,911

III.4.2.2 : Test d'adéquation pour les trois lois :

A partir de la série pluviométrique qui constitue un échantillon statistique, on a choisi les formulations mathématiques des lois de probabilités et on a calculé les paramètres numériques de chaque loi ainsi les quantiles. On peut alors demander quelle est la probabilité Pour que la loi retenue représente effectivement la population mère dont l'échantillon est a priori représentatif. Pour répondre à cette question on fait appel aux tests d'adéquation, qui nous permet de conclure au rejet, ou l'acceptation de l'hypothèse H_0 suivante :

Dans notre choix de test d'adéquation, on a opté pour le test de χ^2 qui très important à cause de sa généralité qui lui veut de pouvoir être appliqué à n'importe quelle distribution théorique discrète ou continue. Le tableau suivant donne les paramètres de test χ^2

Tableau III.28 : paramètre de test de χ^2

La loi choisie	Degré de liberté γ	χ^2 calculé	χ^2 théorique
Log normale	5	9,15	11.070
Gumbel	5	5,63	11.070
GEV	4	3,29	10.067

Les résultats des tests montrent que la série s'ajuste aux trois lois.

D'après les Figures, la loi de Gumbel ne s'ajuste pas, car l'origine de la droite théorique coupe l'axe des ordonnées sur une valeur négative, et par définition une pluie (grandeur physique ne peut être négative). Visuellement la série s'ajuste mieux à la loi de log normale et elle a moins de paramètres donc on a choisi la loi log normale

III.5 : La pluie de courtes durées.

Cette méthode est équivalente analytique des courbes I.D.F. La détermination des principaux paramètres pluviographiques (pluie moyenne annuelle, pluie moyenne journalière maximale annuelle, exposant climatique et coefficient de variation) par station possédant de longues séries d'observations. Cette étude a été complétée par une généralisation spatiale de ces caractéristiques pluviométriques en tenant compte des coordonnées géographiques.

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la formule de K.BODY

$$P_{\max,t,p\%} = P_{\max,j,p\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{III.36})$$

$P_{\max,t,p\%}$: Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{\max,j,p\%}$ [mm].

$P_{\max,j,p\%}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée [mm].

t : Temps [heure].

b : Exposant climatique (d'après la station d'EL MA LABIOD $b = 0,38$).

I_0 : Intensité moyenne maximale s'exprime : $I_0 = \frac{P_{\max,t}}{t} (mm/h)$

Les résultats de calcul de $P_{\max,t,p\%}$ et I_0 sont donnés dans le Tableau

Periode	1000		200		100		50		20		10		5	
pmax,p%	193,21		140,65		119,04		100,10		77,178		61,25		46,29	
	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I
1	76,01	76,01	54,60	54,60	46,50	46,50	39,02	39,02	29,99	29,99	23,74	23,74	17,88	17,88
2	93,58	46,79	67,21	33,61	57,25	28,62	48,04	24,02	36,92	18,46	29,23	14,61	22,01	11,01
3	105,68	35,23	75,91	25,30	64,65	21,55	54,25	18,08	41,70	13,90	33,01	11,00	24,86	8,29
4	115,21	28,80	82,75	20,69	70,48	17,62	59,14	14,79	45,46	11,36	35,98	9,00	27,10	6,78
5	123,18	24,64	88,48	17,70	75,36	15,07	63,24	12,65	48,60	9,72	38,47	7,69	28,98	5,80
6	130,11	21,69	93,45	15,58	79,60	13,27	66,79	11,13	51,34	8,56	40,63	6,77	30,61	5,10
7	136,27	19,47	97,88	13,98	83,37	11,91	69,95	9,99	53,77	7,68	42,56	6,08	32,05	4,58
8	141,84	17,73	101,88	12,73	86,77	10,85	72,81	9,10	55,96	7,00	44,30	5,54	33,36	4,17
9	146,94	16,33	105,54	11,73	89,90	9,99	75,43	8,38	57,98	6,44	45,89	5,10	34,56	3,84
10	151,66	15,17	108,93	10,89	92,78	9,28	77,86	7,79	59,84	5,98	47,36	4,74	35,67	3,57
11	156,06	14,19	112,09	10,19	95,47	8,68	80,11	7,28	61,57	5,60	48,74	4,43	36,71	3,34
12	160,18	13,35	115,06	9,59	98,00	8,17	82,23	6,85	63,20	5,27	50,03	4,17	37,68	3,14
13	164,08	12,62	117,85	9,07	100,38	7,72	84,23	6,48	64,74	4,98	51,24	3,94	38,60	2,97
14	167,77	11,98	120,50	8,61	102,64	7,33	86,12	6,15	66,19	4,73	52,39	3,74	39,46	2,82
15	171,27	11,42	123,02	8,20	104,78	6,99	87,93	5,86	67,58	4,51	53,49	3,57	40,29	2,69
16	174,62	10,91	125,43	7,84	106,83	6,68	89,64	5,60	68,90	4,31	54,54	3,41	41,08	2,57
17	177,83	10,46	127,73	7,51	108,79	6,40	91,29	5,37	70,16	4,13	55,54	3,27	41,83	2,46
18	180,90	10,05	129,94	7,22	110,67	6,15	92,87	5,16	71,38	3,97	56,50	3,14	42,55	2,36
19	183,86	9,68	132,06	6,95	112,48	5,92	94,39	4,97	72,54	3,82	57,42	3,02	43,25	2,28
20	186,71	9,34	134,11	6,71	114,23	5,71	95,85	4,79	73,67	3,68	58,31	2,92	43,92	2,20
21	189,47	9,02	136,09	6,48	115,91	5,52	97,26	4,63	74,75	3,56	59,17	2,82	44,57	2,12
22	192,13	8,73	138,00	6,27	117,54	5,34	98,63	4,48	75,81	3,45	60,00	2,73	45,19	2,05
23	194,71	8,47	139,85	6,08	119,12	5,18	99,96	4,35	76,82	3,34	60,81	2,64	45,80	1,99
24	197,21	8,22	141,65	5,90	120,65	5,03	101,24	4,22	77,81	3,24	61,59	2,57	46,39	1,93

Tableau (II.29). Les pluies de courte durées et l'intensité de différente fréquence

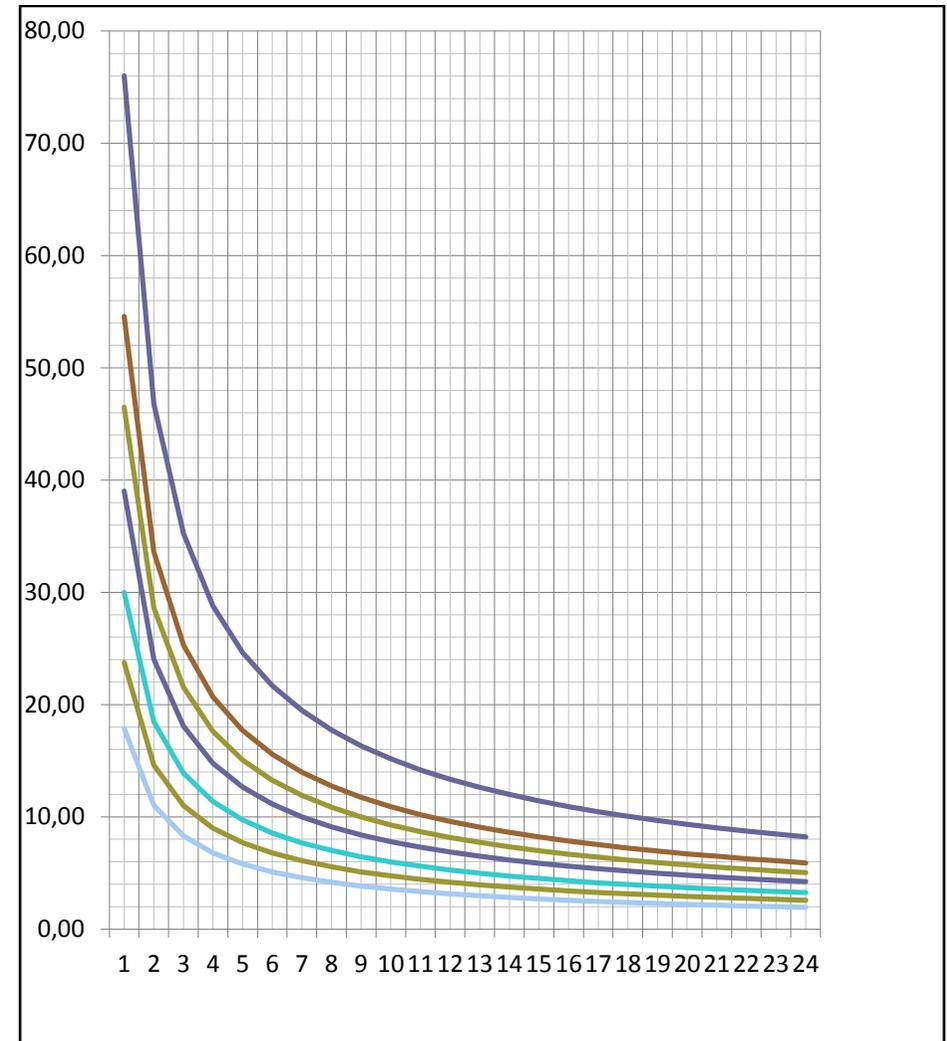
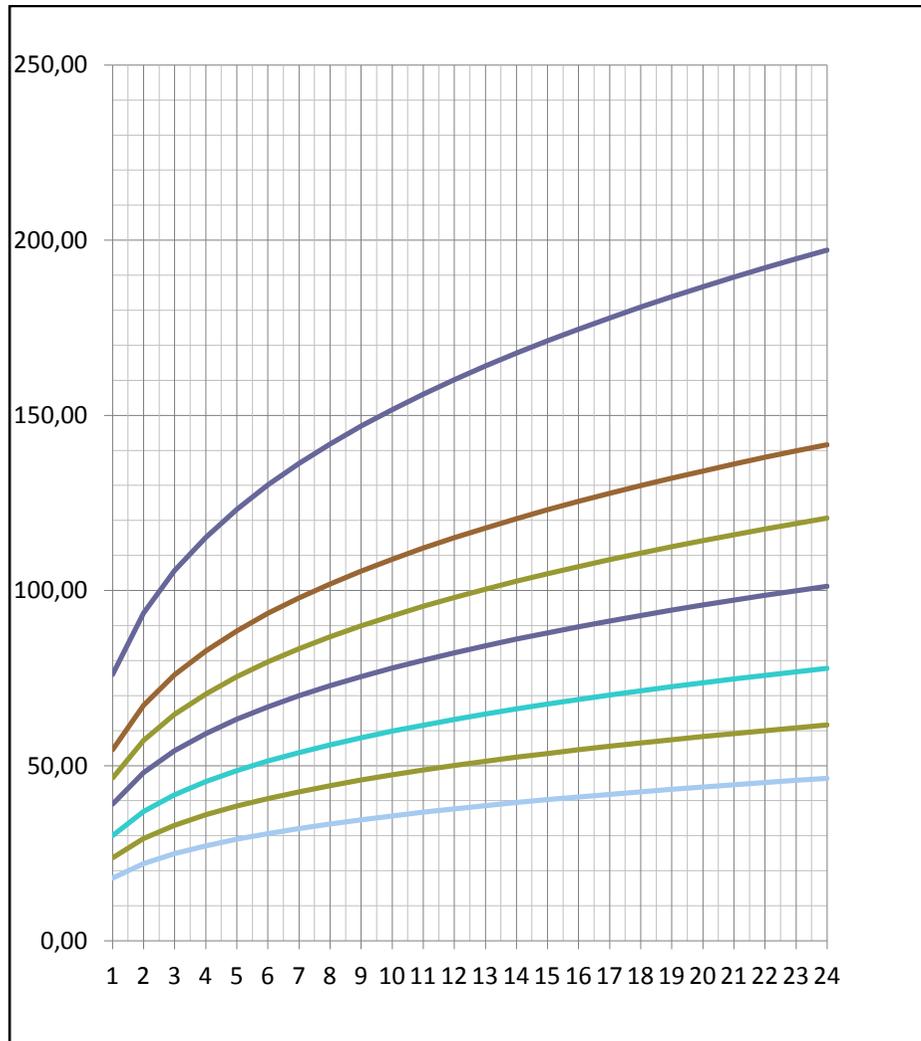


Figure III.15 : Les précipitation et les intensités des pluies de courtes durées pour différentes périodes de retour.

III.6.Évaluation des apports liquides

Dans la pratique, on se heurte souvent lors des dimensionnements des ouvrages à un manque de données qui sont essentielles pour les estimations des grandeurs hydrologiques. Plusieurs formules empiriques et méthodes analogiques sont utilisées et qu'on développera dans cette partie.

III.6.1. Apport moyen annuel (A_0) :

La détermination se fera par les formules empiriques suivantes :

A) Formule de SAMIE

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \quad (\text{III.37})$$

Où : P_{moy} : Pluie moyenne en [mm] ;
 S : Surface du bassin versant en [km²] ;
 L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

D'où $A_0 = 0,83 \text{ Mm}^3$.

B) Formule de DERI II:

$$A_0 = 0,513 \cdot P_{\text{moy}}^{2,683} \cdot D_d \cdot S^{0,842} \quad (\text{III.38})$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [m].
 S : Superficie du bassin versant [Km²].
 D_d : Densité de drainage [km/km²].

D'où : $A_0 = 0,64 \text{ Mm}^3$

C) Formule de TURC:

$$L_e = P_{\text{moy}} - D \quad (\text{III.39})$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [mm].
 D : Déficit de l'écoulement [mm] tel que :

$$D = \left(\frac{P_{\text{moy}}}{\sqrt{0,9 + \left(\frac{P_{\text{moy}}}{L} \right)^2}} \right)$$

D'où

L : Variable théorique tel que :

$$L = 300 + 25 T_{\text{moy}} + 0.05 (T_{\text{moy}})^3 \quad L=856,18$$

T_{moy} : Température moyenne annuelle : $T_{\text{moy}} = 15,21\text{C}^\circ$

$D=31,71$ mm

D'où:

$$A_0 = 1,04 \text{ Mm}^3$$

D) Formule de l'ANRH:

$$A_0 = 0.513 . P^{2,683} . \sqrt{Dd} . S^{0,842} \quad (\text{III.40})$$

D'où:

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [m].

S : Superficie du bassin versant [Km^2].

D_d : Densité de drainage [km/km^2]

$$A_0 = 0,53 \text{ Mm}^3$$

Cependant, ces formules ne permettent qu'une estimation globale et moyenne de l'écoulement. Etant donné que nous disposons d'un échantillon de données pluviométriques important de 39 ans d'observations, il est judicieux d'estimer les apports mensuels interannuels en se basant sur la relation Pluie-écoulement :

E) Méthode basée sur la relation Pluie-écoulement

Pour l'estimation de l'écoulement, on recommande l'emploi du modèle rationnel, dont la formulation est la suivante:

$$A_0 = C_e . P_0 . S \quad (\text{III.41})$$

Où: A_0 : Apport moyen inter-annuel, en m^3

P_0 : Pluie moyenne inter-annuelle, en m ; elle est déterminée à partir d'une carte pluviométrique ou par des séries d'observations représentatives.

S : Surface du bassin versant, en km^2

C_e : Coefficient d'écoulement.

Dans les calculs, on devra prendre en considération les relations complémentaires suivantes de l'apport moyen:

$$Q_o = \frac{A_o (Hm^3)}{31.54} 10^3 (l/s) \quad (\text{III.42}) \quad M_o = \frac{h}{31.54} (l/s.km^2) \quad (\text{III.44})$$

$$h = \frac{A_o}{S} 10^3 (mm) \quad (\text{III.43}) \quad C_e = \frac{h}{P_o} \quad (\text{III.45})$$

Pour l'estimation de C_e , on recommande d'utiliser les relations $C_e = f(P_0)$, représentatives de petits bassins versants de l'Algérie de surfaces variantes entre 20 et 200 km² et qui répondent à des courbes enveloppes (PNUD, Projet RAB/80/01, 1987).

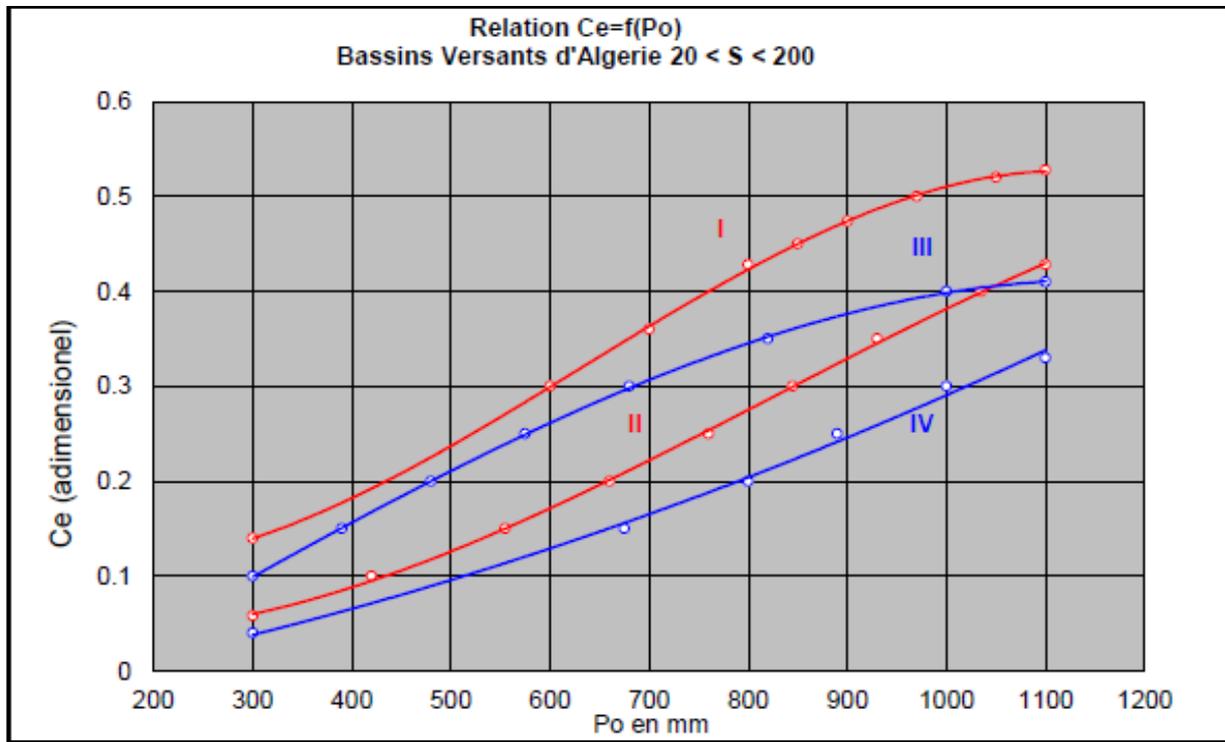


Figure III.16 : Relation- $C_e=f(P_0)$ -Bassins Versants d'Algérie 20 < S < 200

L'utilisation de ces courbes est donnée par le tableau suivant :

Tableau III.30: Description des courbes pluie-écoulement

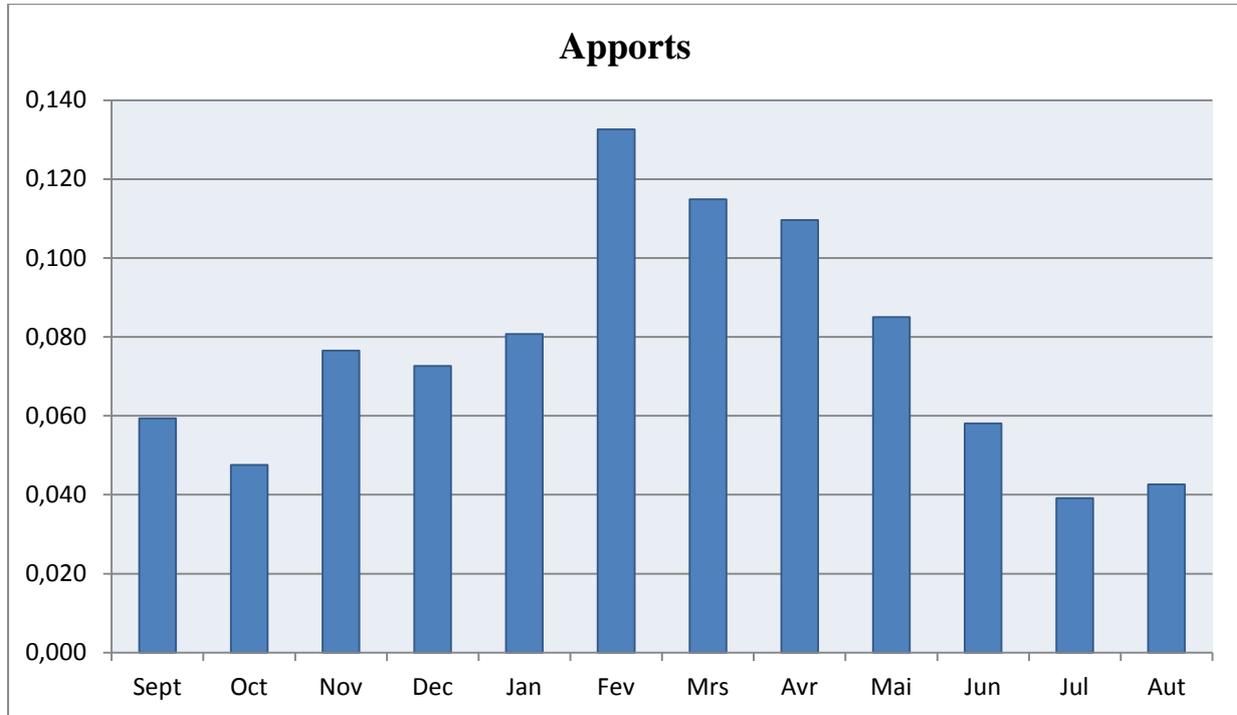
Courbe	Domaine d'application
Courbe I	Cours d'eau permanents et conditions favorables à l'écoulement superficiel (sols imperméables, nus, sans végétation).
Courbe II	Cours d'eau permanents, mais avec des conditions de favorables à l'écoulement (sols perméables, forêts, etc.)
Courbe III	Pour des cours d'eau temporaires, dans des conditions semblables aux courbes I et II, respectivement
Courbe IV	

Source : PNUD, Projet RAB/80/01, 1987).

Dans notre cas, étant donné que la pluie interannuelle est de 300 mm, le bassin se trouve dans temporaire dans des conditions favorables à l'écoulement III, on prend un coefficient de 0.1 Dans ce cas les apports mensuels interannuels sont estimés comme suit :

Tableau III.31 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mrs	Avr	Mai	Jun	Jul	Aut	Annuelle
A %	6,45	5,17	8,32	7,89	8,77	14,4	12,5	11,9	9,24	6,31	4,26	4,63	100,0
Ap(Hm3)	0,059	0,049	0,078	0,074	0,082	0,134	0,116	0,110	0,085	0,058	0,039	0,043	0,99


Figure III.17.répartition mensuelle de l'apport moyen

III.6.2 : Caractéristiques de l'écoulement :

a) Module de l'écoulement (M_e) :

Il est donné par :
$$M_e = \frac{A_0}{T} \quad (III.46)$$

D'où :

A_0 : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] " $T = 31,536 \cdot 10^6$ secondes".

$$M_e = 31,39 \text{ l/s}$$

b) Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M_0) :

Il est donné par :
$$M_0 = \frac{M_e}{S} \quad (III.47)$$

D'où : M_0 : Module de l'écoulement ([l/s]).

S : Superficie du bassin [Km^2].

$$M_0 = 1,01 \text{ l/s/Km}^2$$

c) lame d'eau écoulée :

$$\text{On a : } L_e = \frac{A_0}{S} \quad (\text{III.48})$$

D'où :

A_0 : Apport moyen annuel [l].

S : Superficie du bassin [Km²].

$$L_e = 30,01 \text{ mm}$$

d) Coefficient d'écoulement :

$$\text{Il est donné par : } C_e = \frac{L_e}{P_{\text{moy}}} \quad (\text{III.49})$$

D'où :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [mm] ;

L_e : lame d'eau écoulée en [mm].

$$C_e = 0,1$$

III.4.1.3 : Coefficient de variation :

Le coefficient de variation C_v caractérise la variation des valeurs annuelles des débits spécifiques maxima relativement (par rapport) à leur moyenne.

Plus est grand le coefficient de variation C_v plus on exige une série plus longue pour déterminer la moyenne avec une précision donnée.

Pour le calcul du coefficient de variation C_v et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques.

A- Formule de SOKOLOVSKY:

$$\text{On a : } C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1) \quad (\text{III.50})$$

$$\text{Avec : } a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0) \quad (\text{III.51})$$

D'où : S : Superficie du bassin [Km²].

M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

$$C_v = 0,68$$

B- Formule de L'ANTONOV:

$$\text{On a : } C_v = \frac{0,7}{(S + 1000)^{0,097}} \quad (\text{III.52})$$

$$C_v = 0,56$$

C- Formule de KRISTKLY MENKEL:

$$\text{On a : } C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})} \quad (\text{III.53})$$

M_0 : module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

S : Superficie du bassin en [km²].

$$C_v=0,69$$

Tableau.III.32 : récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.

Formule	SOKOLOVSKY	L'ANTONOV	KRISTEKLY MEN	La moyenne
C_v	0,68	0,56	0,69	0,64

D'après les résultats trouvés on peut prendre comme valeur de Coefficient de variation celle trouvée par la formule de KRISTEKLY MENKEL car c'est celle qui est la plus proche de la moyenne donc :

$$CV=0,68$$

III.6.3 : Estimation fréquentielle des apports :

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale (Loi de Galton) qui est donnée comme suit :

Les apports annuels ajustés à une loi statistique log-normale de forme :

$$A_{\%} = \frac{A_0 \cdot e^{u \cdot \sqrt{\log(C_v + 1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} \quad (\text{III.54})$$

$A_{\%}$: Apport de fréquence donnée.

u : Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel [Mm³].

C_v : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul pour les différentes fréquences sont donnés dans le Tableau suivant :

Tableau III.33 : Les apports de différentes fréquences

Période de retour	5/4	10	20	50	100	1000
Fréquence P (%)	80	10	5	2	1	0,1
variable de Gauss	-0.85	1.282	0.98	2,0571	2,328	3,1
Apport (Mm ³)	0,73	1,28	1.47	2,12	2,41	3,48

Donc, et a partir de calcul déjà fait, la valeur tirée de l'apport fréquentiel (A80%) est de :

$$A_{80\%} = 0,73Mm^3$$

III.6.3.1 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% :

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

Tableau II.34 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mrs	Avr	Mai	Jun	Juil.	Aut	Annuelle
Pluie%	6,453	5,168	8,317	7,892	8,772	14,41	12,49	11,92	9,24	6,312	4,258	4,632	100.0
Apport(Mm ³)	0,047	0,038	0,061	0,058	0,064	0,105	0,091	0,087	0,067	0,046	0,031	0,034	0,730

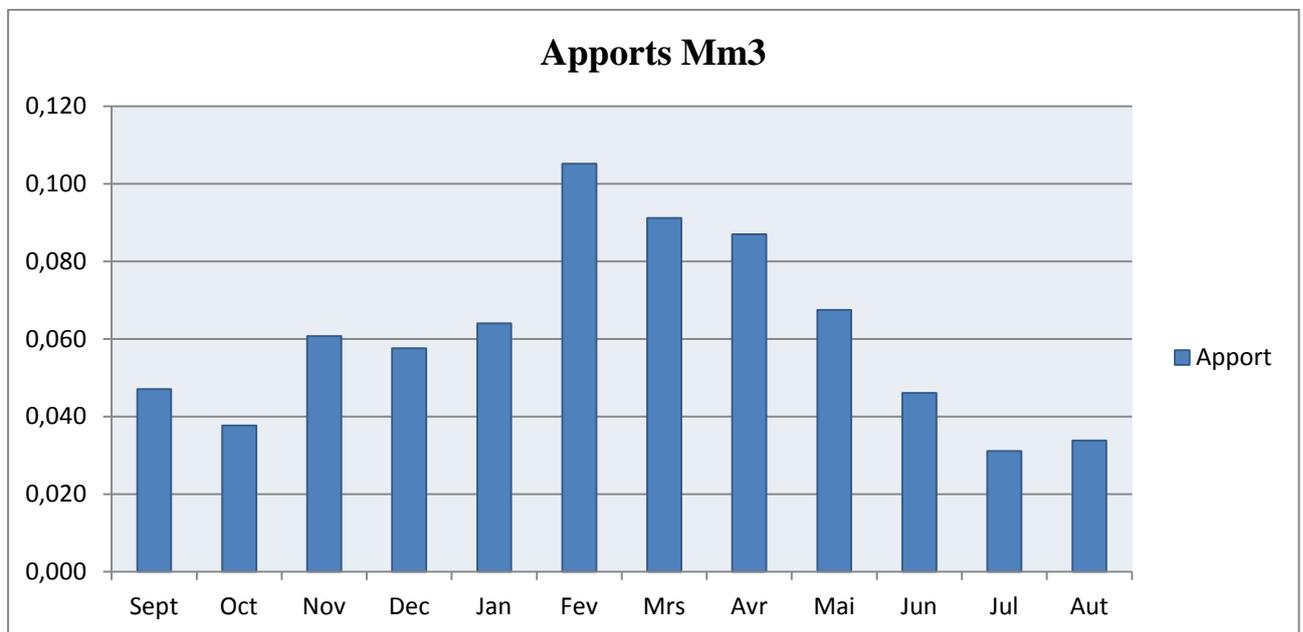


Figure III.18.Répartition des Apports mensuels de fréquence 80%.

III.7. Étude de l'envasement de la retenue

L'étude de l'envasement de la retenue aura pour but principal la fixation de son volume mort et, par conséquence, la fixation de son Niveau Minimal d'Exploitation. Le volume de sédiments qui s'accumulera dans la retenue pendant sa vie utile (au mois 50 années) sera évalué moyennant les deux formules empiriques de Tixeront et Gravilovitch

A- Formule de TIXERONT

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit.

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15} \quad (III.55)$$

Où :

T_s : le transport solide en (t/Km²/an) ;
 L_0 : la lame écoulee en (mm), $L_0 = 27,87$ mm ;
 α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha=350$ (moyenne perméabilité).

$$T_s = 576,55 \text{ (t/Km}^2\text{/an).}$$

B- Formule de Fournier

Dans cette formule, le transport solide se calcule comme suit :

$$T_a = 1/36 * \left[\frac{P^2 \text{ max}}{P_{\text{moy}}} \right]^{2,65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0,64}$$

Où :

P_{max} : la pluie maximale du mois le plus pluvieux, P_{moy} est la pluie annuelle moyenne

T_a : Taux d'abrasion en (t/Km²/an)

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

PA: Pluie moyenne annuelle

$h = 45\% (H_{\text{max}} - H_{\text{min}})$ [m];

S: Surface du bassin versant (km²)

$$T_s = 579,36 \text{ (t/Km}^2\text{/an).}$$

C- Formule de GAVRILLOVIC

Cette relation largement utilisée en Algérie, elle fait intervenir des caractéristiques physiques et un indice climatique du bassin versant :

$$T_s = T_{\text{sp}} * G_{\text{m}} \quad (\text{III.57})$$

$$T_{\text{sp}} = T \cdot P_{\text{moy}} \cdot \pi \cdot \sqrt{Z^3} \quad (\text{III.58})$$

Tel que $\left[T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 1 \right]$

$$G_{\text{rm}} = \frac{(\sqrt{P} + H_{\text{moy}})}{0,2(L + 10)} \quad (\text{III.59})$$

Où :

T_0 : taux d'abrasion [t/Km²/an] ;

T_{sp} : le taux de la production annuel des matériaux en [m³/km²/an] ;

G_{rm} : taux de rétention des sédiments produits par le bassin ;

T : coefficient thermique ;

Z : coefficient d'érosion relative en fonction de la description du BV $Z = 0.4$;

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [mm] ;

- t : température moyenne annuelle [$^{\circ}\text{C}$] ;
 P : périmètre du bassin versant [Km] ;
 L : longueur du talweg principal [Km] ;
 H_{moy} : Altitude moyenne [km].

$$T_s = 599,76 \text{ t/Km}^2/\text{an}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le Tableau.

Tableau III.35 : récapitulatif des résultats du transport solides :

Formule	TIXERONT	Fournier	GAVRILLOVIC
Débit solide (t/Km ² /an)	576,55	579,36	599,76

Conclusion :

La formule de Fournier surestime le transport solide pour des bassins inférieurs à 50 km², elle ne sera pas prise en compte. On remarque que les deux valeurs obtenues par Tixeront et Gravillovic sont relativement proches, on conclue que le transport solide Q_s est :

$$19026,3 \text{ T/Km}^2/\text{an.}$$

III.7.1. Calcul du volume mort

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits, et accumule les sédiments du barrage. Il dépend du délai de service de l'ouvrage. Pour exemple dans le cas d'un barrage on $T = 50$ ans. Dans le cas de retenues collinaires, le délai de service ne dépasse pas 20 ans.

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

A- Méthode liée à l'érosion spécifique :

Le volume des sédiments pour un délai de service, est donné par la formule suivante (Touaibia, 2005):

$$V_m = \frac{E_s * T * S * m}{\gamma_s} \quad \text{(III.60)}$$

Avec :

- T : Durée de vie du barrage (20 ans)
- γ_s : Poids spécifique des sédiments (1,6 t/m³)
- S : Surface du bassin versant 33 Km²
- E_s : Erosion spécifique en (t/Km²/an)
- m : % d'alluvions qui reste dans la cuvette=1

$$V_m = 0,225 \text{ Mm}^3$$

B- Formule de Tixeront :

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 - 1.1) \frac{Q_s * T}{\gamma_s} \quad (\text{III.61})$$

Avec :

Q_s : Le débit solide (t/an)

δ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\delta_s = 1.6 \text{ t/m}^3$).

$Q_s = T_s * S$

S : Superficie du bassin versant.

$V_m = 0,231 \text{ Mm}^3$

Tableau III.36: Calcul du volume mort pour la retenue

Méthodes	Erosion spécifique	Tixeront
Volume mort(Mm3)	0,225	0,231

Conclusion

D'après les résultats trouvés, on opte une valeur du volume mort égale à 0.225 Mm³, pour un délai de service de 20 ans d'exploitation.

III-8 Etude des crues:

Les crues constituent un des risques principaux affectant la sécurité des barrages. Le bulletin 99 de la Commission Internationale des Grands barrages (CIGB) montre que plus d'un tiers des accidents graves ayant affecté des barrages sont causés par le passage des crues. La maîtrise du risque crue, constitue donc une préoccupation importante et légitime, à laquelle les ingénieurs et concepteurs de barrage, se doivent d'être sensibles et d'accorder une attention soutenue et continue.

Dans les études hydrologiques des crues, le principal objectif est la détermination de la crue de conception, presque toujours est abordée en termes de probabilité, ce qui permet le calcul pour une certaine période de retour le débit de projet. Plusieurs méthodes peuvent être exploitées pour estimer les crues :

- **Méthodes statistiques** : consiste à faire un ajustement sur les séries de données de débits maxima observés par les lois usuelles (Gumbel, log-normal ou Person III) et d'extrapoler les débits de pour des fréquences données. Cet ajustement requiert l'existence de stations de jaugeage. Dans le cas d'absence de stations ou données insuffisantes cette méthode ne peut être utilisée.
- **Méthodes empiriques** : utilisent des paramètres hydrologiques propres aux bassins et aux Précipitations. Dans ce cas, on doit comparer plusieurs formules et méthodes avant de conclure sur le débit de projet.

- **Méthodes pseudo-déterministes** : il s'agit de méthodes relativement récentes élaborées en fonction de modèles pluie-débit déterministes dont les paramètres sont tirés d'averses observées sur plusieurs événements pluvieux.
- **Méthodes analogiques** : ces méthodes qui utilisent les propriétés statistiques observées sur des sites jaugés, qu'on applique sur le site non-jaugée par analogie de quelques paramètres importants tels que le rapport des superficies ou de précipitations.

L'étude des crues a pour but l'estimation des débits de pointe fréquentiels et la définition de la forme de l'hydrogramme.

A cause de l'inexistence de station hydrométrique dans le bassin versant de l'oued EL MA LESSOUAD, des formulations empiriques ont été utilisées pour la prédétermination des débits de crues maximales.

A- Formule de Giandotti:

$$Q_{\max \%} = \frac{170 \cdot S \cdot (H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})^{1/2}}{4(S)^{1/2} + 1.5L} \cdot P_{tc} \quad (\text{III.62})$$

$Q_{\max \%}$: débit maximum de crue en m³/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

S :superficie du bassin versant.

L :longueur du talweg principal.

$H_{\text{moy}}, H_{\text{min}}$:altitudes moyennes et minimales (en m).

P_{tc} :pluies de courte durée.

B- Formule de Sokolovsky:

$$Q_{\max,p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{ct} - H_0) \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_c} \quad (\text{III-63})$$

Avec :

S : Superficie du bassin [Km²].

T_c : temps de concentration[h] : $T_c = 5h$.

P_{ct} : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

H_0 :Perte initiale [$H_0 = 8\text{mm}$] pour les régions EST.

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

Tableau.III.36 : valeur de α en fonction de la fréquence.

Fréquence (%)	0,01	0,1	1	2	5
α	0,85	0,8	0,7	0.65	0,60

F : Coefficient de forme de la crue $\left[F = \frac{12}{4 + 3\gamma} \right]$

Tableau.III.37 : valeur de γ en fonction de bassin versant.

condition	γ
Surface du B.V compris entre 1 et 50 km ²	$\gamma = 2$
Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable	$2 \leq \gamma \leq 2.5$
Pour un bassin boisé	$3 \leq \gamma \leq 4.$

On prend : $\gamma = 2$ D'où : $F = 1.2$

$$Q_{\max, p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{ct} - 8) \cdot \alpha \cdot 1.2 \cdot 33}{5} = 2,22 \cdot (P_{ct} - 8) \cdot \alpha$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau III.32:

Tableau III.38 : récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.

Période de retour (an)	1000	100	50	20	10
α	0,85	0,8	0,7	0,65	0,6
P_{ct} (mm)	123,18	75,36	63,24	48,6	38,47
$Q_{\max p\%}$ (m ³ /s)	127,34	104,63	85,84	58,58	40,58

C- Formule de Mallet-Gauthier:

$$Q_{\max \%} = 2k \text{Log}(1 + AP) \cdot \frac{S}{\sqrt{L_p}} \cdot \sqrt{1 + 4 \text{Log}T - \text{Log}S} \quad (\text{III .64})$$

S: superficie du bassin versant (Km²).

L_p :longueur du talweg principal (Km).

A: coefficient régional pris égal a 20.

k: constante qui dépend des caractéristiques du bassin versant pris égal a 2.

P: précipitation moyenne interannuelle .

T: période de retour en années.

Le Tableau III.39 nous donne les résultats de calcul pour différents périodes de retour.

Tableau III.39 : Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.

Période de retour	1000	100	50	20	10
Mallet-Gautier	115,96	93,62	85,77	74,12	63,91

D- Formule de Turazza:

$$Q_{\max \%} = \frac{C.S.P_t}{3.6.T_c} \quad (\text{III .65})$$

Avec :

S: superficie du bassin versant (Km²).

T_c: temps de concentration.

I_t: intensité des pluies fréquentielles (en mm/h).

C : coefficient de ruissellement de la crue .

Tableau III.40 : Récapitulatif des résultats de la formule Turazza :

Période de retour	1000	100	50	20	10
C	0,85	0,8	0,7	0,65	0,6
P _{tc} (mm/h)	123,18	75,36	63,24	48,60	38,47
Q _{max} (m ³ /s)	161,65	91,01	61,87	57,80	42,24

E- Méthode des isochrones

La méthode dérivée de la méthode rationnelle, elle est basée sur les courbes isochrones qui représentent les courbes d'égal temps de concentration des eaux sur le bassin versant. Ainsi,

L'isochrone la plus éloignée de l'exutoire représente le temps mis pour que toute la surface du bassin versant contribue à l'écoulement à l'exutoire après une averse uniforme.

L'isochrone est une ligne, un lieu géométrique de points tels que le temps de parcours d'une goutte d'eau depuis chacun de ces points jusqu'à l'embouchure est le même .L'isochrone la plus éloignée représente le temps de concentration du bassin, c'est-a- dire que le temps mis pour que toute la surface du bassin contribue à l'écoulement dans l'exutoire après une averse supposée homogène.

➤ Construction du réseau isochrone

Le tracé du réseau consiste :

- Diviser le réseau d'écoulement en segments de longueurs constantes à partir de l'embouchure jusqu'à la partie amont des plus petits talwegs tributaires ;
- Après numérotation, chacun des points est caractérisé par 3 paramètres :
 - La distance à l'embouchure ;
 - L'élévation relative ;
 - Le temps de parcours de l'eau ; c'est ce paramètre qui apparait sur la carte topographique du bassin versant du point i, jusqu'à l'exutoire est :

$$t = d_i/V_m \quad (\text{III .66})$$

Avec :

d_i : distance mesurée suivant le trajet de l'eau ;

V_m : vitesse moyenne de l'eau pouvant être estimée par la formule suggérée par l'institut d'hydrologie bavarois

$$V_m = 20 \sin \alpha^{3/5} ; \sin \alpha \cong \operatorname{tga} = \frac{\Delta h}{d_i} \quad (\text{III.67})$$

Avec : ΔH_i : Dénivelée entre le point et l'exutoire ;

α_i : angle de terrain (voir pente moyenne du bassin versant)

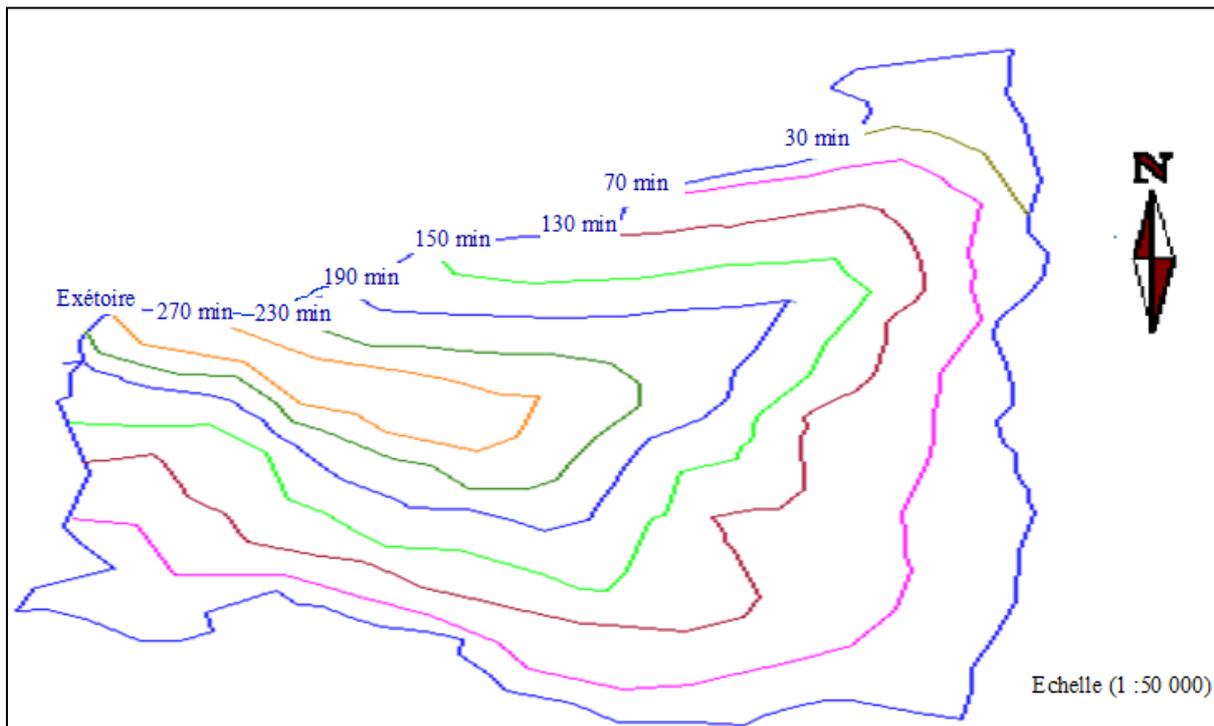


Figure III.19. Répartition des isochrones du bassin versant .

➤ **Surfaces débitantes :**

Ce sont les surfaces comprises entre deux courbes isochrones, elles sont tirées à partir du tracé du réseau des isochrones.

Le débit est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max p\%} = (S_{\max} * I_{\text{eff}}) / 3.6 \quad (\text{III.68})$$

Avec :

S : surface maximum débitante (km^2)

I_{eff} : Intensité efficace (mm/h), tel que : $I_{\text{eff}} = P_{\text{eff}} / T_{\text{eff}}$

Sachant: $P_{\text{net } p\%} = P_{\max p\%} * (t/24)^b$

$b = 0.38$

$P_{\text{eff}} = P_{\text{net}} - D$

P_{net} : pluie nette

P_{eff} : pluie efficace

D : le déficit d'écoulement, il est estimé à 20% de la lame écoulée.

La répartition des surfaces débitantes est comme suit :

Tableau III.41 : La répartition des surfaces débitantes:

Nombre de surface	Surface partielles	Surface débitantes
1	1.00	1.00
2	6.00	7.00
3	6.70	13.7
4	7.24	20.94
5	4.28	25.22
6	4.44	29.66
7	2.12	31.78
8	1.24	33.02

Tableau III.35 : Calcul des débits maximum de la crue

Temps	Surface débitantes	P_{nett}	P_{eff}	I_{eff}	$Q_{\text{max p\%}}$
30	1	22,97	16,97	33,94	9,43
70	7	31,69	25,69	22,02	42,82
130	13,7	40,10	34,10	15,74	59,89
150	20,94	42,34	36,34	14,54	84,55
190	25,22	46,32	40,32	12,73	89,19
230	29,66	49,81	43,81	11,43	95,15
270	31,78	52,93	46,93	10,43	92,07
300	33,02	55,10	49,10	9,82	90,07

F- La Méthode SCS :

La méthode SCS (USGS, 1975) est appliquée dans les calculs hydrologiques pour obtenir le débit maximal, mais aussi l'hydrogramme de crue, ainsi que les volumes de crues. La méthode SCS s'appuie essentiellement sur un paramètre qu'il faut caler, ce paramètre appelé « Curve Number », est fonction de plusieurs facteurs tels que le couvert végétal, le type de sol, et les conditions antérieures d'humidité du sol. La méthode SCS est une transformation de la relation pluie-débit, les pluies brutes (pluies totales tombées sur le bassin versant) sont séparées selon trois composantes: ruissellement direct (Q) (ou écoulement de surface), Infiltration instantanée dans les dépressions et pores des sols (F), indice d'interception (I_a). La rétention F est supposée être une fonction des lames de précipitations et des débits, ainsi que de l'infiltration, comme suit :

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} - \frac{(P - 0.2 \cdot S)^2}{P + 0.8 \cdot S} \quad (\text{III.69})$$

Avec :

P: Lamme d'eau précipitée, mm (précipitation journalière du projet)

Ia: Indice d'interception, mm (Application empirique dans l'équation ; $I_a = 0.2 \times S$).

S: Capacité maximale d'infiltration, mm.

Q: Lamme d'eau ruisselée, mm (considéré comme débit unitaire).

Des applications empiriques antérieures ont été faites pour estimer les valeurs de "S". Ces études ont révélé que "S" est lié au type du sol, couverture végétale, et l'état hydrique du bassin versant. Ils peuvent être résumés par le Curve Number (CN), qui est utilisé pour estimer les valeurs de 'S' comme suit :

$$S = 25.4 \times \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)$$

Le débit de projet Q_p estimé pour une période de retour donnée est calculé comme suit :

$$Q_p = 0.00043 \times 10^{C_0 + C_1 \cdot \log(t_c) + C_2 \cdot (\log(t_c))^2} \times A \times Q \quad (\text{III.70})$$

Où,

Q_p : Débit maximal, (m³/s).

A: superficie du bassin versant (km²) ;

t_c : Temps de concentration (h) ;

Q : Débit maximal unitaire par unité de surface, (m³/s/km²/mm).

C_0 , C_1 et C_2 sont des paramètres, fonction des précipitations dépendant et du climat du pays.

Ces paramètres sont déduits des tables utilisées dans Hydraulic Design N°2 Série N°2 (2002). Ils représentent les caractéristiques des pluies antérieures. En Algérie, on utilise les paramètres de type II.

- **Classification du complexe «couverture du sol »**

Le complexe « couverture du sol » de la méthode SCS, présente une classification qui consiste en trois facteurs: type de sols, pratiques culturales (travaux du sol), et les caractéristiques hydrologiques du bassin. Plusieurs différents types de sols sont identifiés dans les tableaux pour calculer les valeurs du Curve Number.

- **Valeurs du Curve Number (CN)**

Les valeurs usuelles du « CN » pour les différents types de sols, pratiques culturales, et conditions hydrologiques sont indiquées pour chaque groupe de sol en se référant au tableau II.35. Le type de zones qui représente les conditions d'humidité antérieures (AMC) doit être sélectionné pour calculer ces paramètres, le choix de type de zones servira à calculer leurs valeurs des paramètres et d'estimer le débit de projet. La zone II a été sélectionnée (humidité moyenne). Elle représente les conditions du sol pendant la saison des pluies en Algérie.

Les valeurs de ces coefficients calculés sont montrées ci-dessous:

Tableau III.36 Valeurs des coefficients C_0 , C_1 et C_2 pour Type-II

Valeur de Ia/P	C_0	C_1	C_2
0.10	2.55323	-0.61512	-0.16403
0.30	2.46532	-0.62257	-0.11657
0.36	2.41896	-0.61594	-0.08820
0.40	2.36409	-0.59857	-0.05621
0.45	2.29238	-0.57005	-0.02281
0.50	2.20282	-0.51599	-0.01259

Source: *Design of Hydraulic Highway*, Série N°2, deuxième édition

Tableau III.37. Calcul des débits maximum de crue

Période de retour	P(mm)	Q_{uni} (m^3/s)	Q_{max} (m^3/s)
1000	140,65	75,80	109,60
100	119,04	57,90	85,71
50	100,1	43,01	62,18
20	77,178	26,44	38,22
10	61,25	16,29	23,55
5	46,29	8,28	11,97

Conclusion :

D'après les tableau : les valeurs obtenues par Mallet-Gauthier sont très majorées par rapport aux autres méthodes, donc on prend la plus proche à la moyenne des débits obtenus.

III.8.1.Construction des hydrogrammes des crues (SOKOLOVSKY) :

La méthode de Sokolovsky divise l'hydrogramme en deux parties non symétriques, une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de décrue.

- Pour le temps de montée:

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \quad (III.71)$$

$T_m = T_c$: Temps de montée.

- Pour la décrue:

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \quad (III.72)$$

Avec: $T_d = \delta T_m$ (Sokolovski)

δ : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant.

Tableau II.38 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ

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

Pour notre bassin $\delta=2$

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour sont donnés dans le tableau annexe III.3. Les hydrogrammes de crue sont illustrés dans la figure suivante.

Résultats de calcul

- Le temps de montée de la crue : 5h
- Le temps de décro de la crue : 10 h
- Le temps de base : 15 h

Tableau II.39 :Les crues pour différentes périodes de retour

Temps	Q(5ans)	Q (10 ans)	Q (20 ans)	Q (50 ans)	Q (100 ans)	Q(1000ans)
(h)	(m ³ /s)					
0	0	0	0	0	0	0
0,5	0,1197	0,2356	0,3829	0,6219	0,956	1,096
1	0,4788	0,9424	1,5316	2,4876	3,824	4,384
1,5	1,0773	2,1204	3,4461	5,5971	8,604	9,864
2	1,9152	3,7696	6,1264	9,9504	15,296	17,536
2,5	2,9925	5,89	9,5725	15,5475	23,9	27,4
3	4,3092	8,4816	13,7844	22,3884	34,416	39,456
3,5	5,8653	11,5444	18,7621	30,4731	46,844	53,704
4	7,6608	15,0784	24,5056	39,8016	61,184	70,144
4,5	9,6957	19,0836	31,0149	50,3739	77,436	88,776
5	11,97	23,56	38,29	62,19	95,6	109,6
5,5	10,262779	20,199755	32,777446	53,320151	81,96505	93,9683
6	8,72613	17,17524	27,86967	45,33651	69,6924	79,8984
6,5	7,3510763	14,468785	23,477999	38,192434	58,71035	67,3081
7	6,12864	12,06272	19,57376	31,84128	48,9472	56,1152
7,5	5,0498438	9,939375	16,128281	26,236406	40,33125	46,2375
8	4,10571	8,08108	13,11289	21,33117	32,7908	37,5928
8,5	3,2872613	6,470165	10,498914	17,078929	26,25415	30,0989
9	2,58552	5,08896	8,25768	13,43304	20,6496	23,6736
9,5	1,9915088	3,919795	6,3605163	10,346861	15,90545	18,2347
10	1,49625	2,945	4,77875	7,77375	11,95	13,7
10,5	1,0907663	2,146905	3,4837088	5,6670638	8,71155	9,9873
11	0,76608	1,50784	2,44672	3,98016	6,1184	7,0144
11,5	0,5132138	1,010135	1,6391113	2,6663963	4,09885	4,6991
12	0,32319	0,63612	1,03221	1,67913	2,5812	2,9592
12,5	0,1870313	0,368125	0,5973438	0,9717188	1,49375	1,7125
13	0,09576	0,18848	0,30584	0,49752	0,7648	0,8768
13,5	0,0403988	0,079515	0,1290263	0,2098913	0,32265	0,3699
14	0,01197	0,02356	0,03823	0,06219	0,0956	0,1096
14,5	0,0014963	0,002945	0,0047788	0,0077738	0,01195	0,0137
15	0	0	0	0	0	0

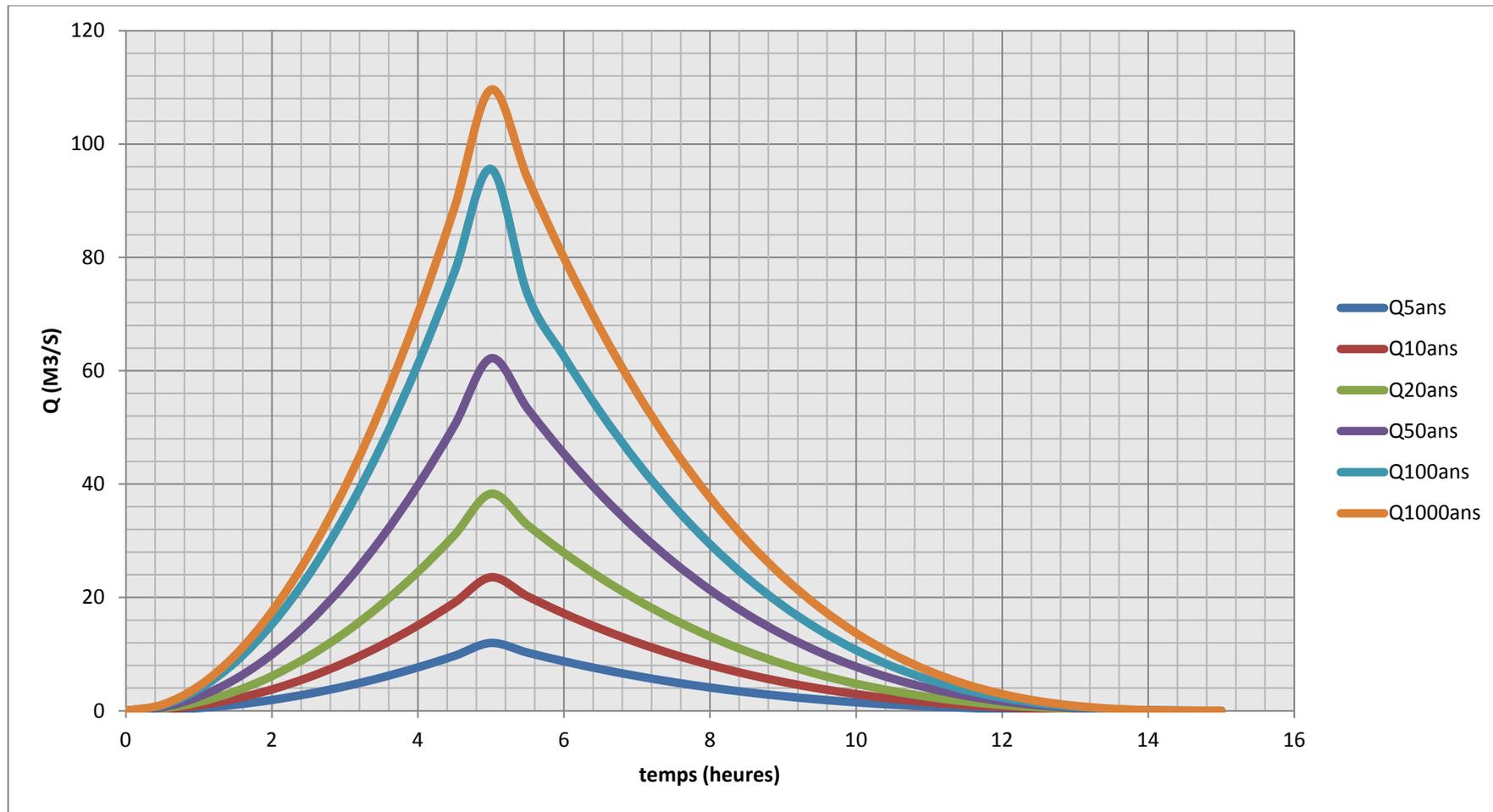


Figure III.20 : Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour

III.8.2 : Choix de la crue de projet :

Le choix de la crue de projet dépend du degré de risque admis en cas de dépassement de celle-ci. Il intervient à la fois sur la sécurité du barrage, sur le dimensionnement des ouvrages d'évacuations et de la réserve supplémentaire nécessaire au laminage de la crue de projet.

Dans beaucoup de cas, les conséquences de la rupture du barrage seraient si sévères qu'une probabilité significative de rupture ne peut être tolérée. Parmi les facteurs qui entrent en compétition dans ce choix, la fiabilité des données constitue donc un des premiers éléments à prendre en considération. Les autres facteurs intervenant sont liés à la structure de l'aménagement (type du barrage, type d'évacuateurs, importance de la revanche, effet de laminage dans la retenue) ou à l'environnement (existence éventuelle des réservoirs artificiels à l'amont, ou de centre urbains à l'aval).

L'estimation de la crue de projet résulte non seulement de l'influence des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même et du coût de l'ouvrage, mais également du risque potentiel de rupture du barrage sur la vie des personnes et sur les pertes économiques résultant de cette rupture.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques en cours à l'aval. On se reporte alors, aux recommandations du comité national Australien des grands barrages.

Plusieurs comités et écoles ont données des recommandations pour le choix de la crue de projet, on site :

- Le comité national Australien des grands barrages (CNAGB).
- Le C.T.G.R.E.F.

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination de la crue de projet tel que :

- Méthode du GRADEX (gradient exponentiel).
- Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable-débits maximum probable).

En se basant sur les recommandations du comité national Australien des grands barrages. Le choix de la crue de projet se repose sur une classification des dommages supplémentaires résultants des crues comme le montre le tableau suivant

Tableau III.40.recommandations pour le choix de la crue de projet

Catégorie des dommages	Crue de projet recommandé
Elevés : - perte de vie - dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Importants : - pas de pertes de vies - dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles : - pas de perte de vies - dommages légers	1/1000 à 1/100

la crue de projet déterminée pour une période de retour de 100ans par la methode des isochrones, Donc un débit qui vaut :

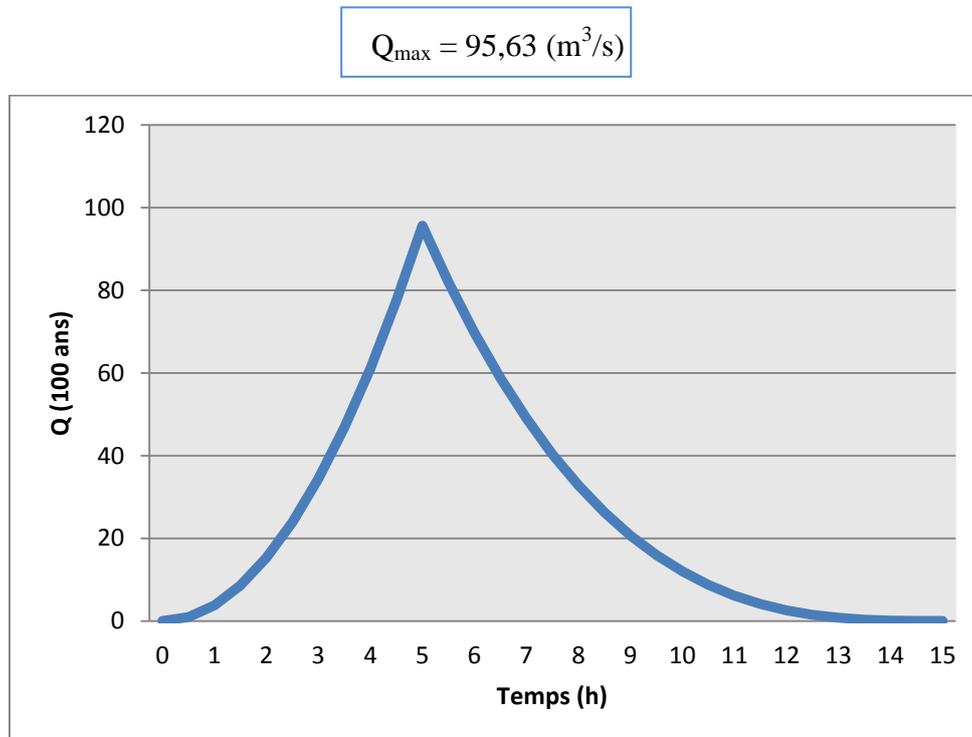


Figure III.21 : l'hydrogramme de la crue de projet

III.8.3 Choix de la crue de chantier :

La crue présente l'une des phases des régimes d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux d'eaux élevées, les crues résultant de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses.

Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il faut faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues, le choix de la crue dépend du degré de risque admis. En cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation ; sur le coût de l'ouvrage de dérivation sur la durée d'exécution de l'aménagement et sur sa durée de vie. Une sous-évaluation du débit maximal entraîne la destruction de l'ouvrage de dérivation, une surévaluation entraîne un coût de réalisation élevé de l'ouvrage. La fréquence du débit maximal attribue à chaque ouvrage dépend de son importance et du degré de sécurité. La protection contre la crue est obtenue par un amortissement de celle-ci par un batardeau tandis que l'ouvrage de dérivation proprement dit n'est dimensionné que pour une fraction de débit de pointe de la crue.

Les barrages en remblais sont souvent protégés contre les crues cinquanteennes ou même centennale, mais dans notre pays, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans. Et d'une autre part lorsque le batardeau est incluse dans la digue on peut lui attribué une petite sur élévation car il va être un ouvrage permanent par la suite, par contre si le batardeau est indépendant de la digue la il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est mis provisoirement. Donc vu toutes ces exigences je vais choisir la crue (5 ans) par la methode des isochrones .

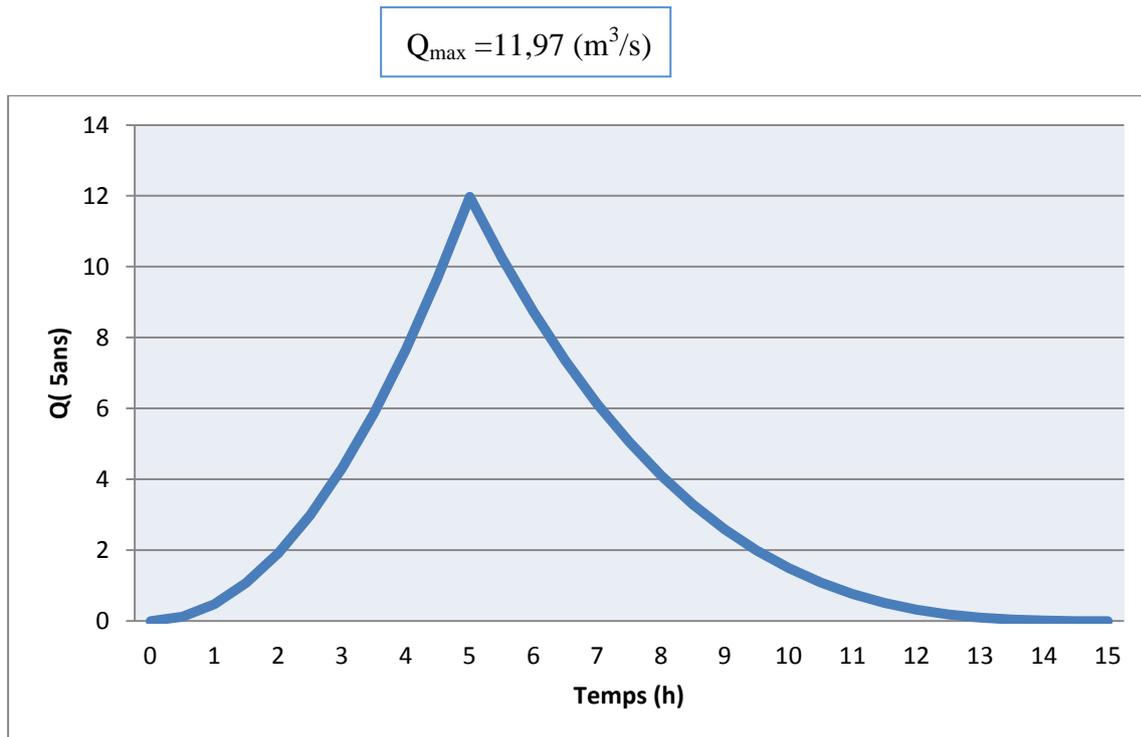


Figure III.22 : Hydrogramme de la crue de chantier.

III.9. Étude de la régularisation de la retenue

La régularisation de l'écoulement au niveau d'un barrage est la répartition de celui-ci dans le temps d'une façon régulière pour compenser les déficits de la demande. On distingue la régularisation annuelle (saisonnnière) quand l'écoulement annuel d'une fréquence donnée peut couvrir la demande en eau durant une année et aussi les pertes d'eau du barrage. Ce type de régularisation permet de déterminer une restitution en eau optimale qui est destinée à satisfaire des besoins limités. Si l'écoulement annuel d'une fréquence donnée est inférieur à la somme de la demande exigée et des pertes d'eau, il devient impératif de faire appel à la régularisation

Interannuelle, c'est à dire pour satisfaire les besoins d'une année quelconque, il faut prendre une partie de l'écoulement des années précédentes déjà stockées dans le volume interannuel.

Les calculs de la régularisation sont fondés sur le bilan hydrique de la retenue pour des intervalles de temps mensuels et sous forme de différents scénarios permettant de choisir le volume de la retenue le plus important du point de vue capacité. Les données topographiques, géologiques, climatiques, hydrologiques ainsi que les restitutions de garantie sont les outils de base pour les calculs. Le choix de la garantie de calcul est établi en fonction des écarts relatifs dus aux facteurs intervenants sur le produit final alimenté en eau à partir de la retenue. Pour chaque domaine d'activité on recommande une valeur probable de cette garantie.

Pour faire la régularisation, on utilise la méthode du bilan d'eau, elle nécessite la connaissance des données de base telles que :

- les répartitions mensuelles des apports, d'évaporation sur la retenue et les pertes par infiltration ;
- la courbe (Hauteur-Capacité-Surface) du plan d'eau provenant de dépouillement de la carte topographique de la cuvette ;
- les besoins en eau des utilisateurs.

III.9.1. Courbes caractéristiques de la retenue

Si on suppose que notre cuvette est comprise entre une côte minimale de 65 m et une côte maximale de 105m. L'approximation des volumes est donnée par l'expression :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \quad (\text{III.73})$$

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

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

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

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m^3)

Tableau III.41. Caractéristiques topographiques de la retenue

Cotes, m.NCA	Hauteur m	Surface m ²	Capacité Vm ³	Capacité Cumulée, Vm ³
1086,80		0		0
	0,2		176	
1087,00		2647		176
	1,0		4018	
1088,00		5567		4194
	1,0		7295	
1089,00		9173		11489
	1,0		11629	
1090,00		14273		23118
	1,0		26841	
1091,00		41820		49959
	1,0		53998	
1092,00		67173		103957
	1,0		85559	
1093,00		98969		189516
	1,0		119130	
1094,00		140501		308646
	1,0		160860	
1095,00		182117		469506
	1,0		208308	
1096,00		235646		677814
	1,0		264805	
1097,00		295076		942619
	1,0		376944	
1098,00		359883		1319563
	1,0		397455	
1099,00		436251		1717018
	1,0		472512	
1100,00		50972		2189530

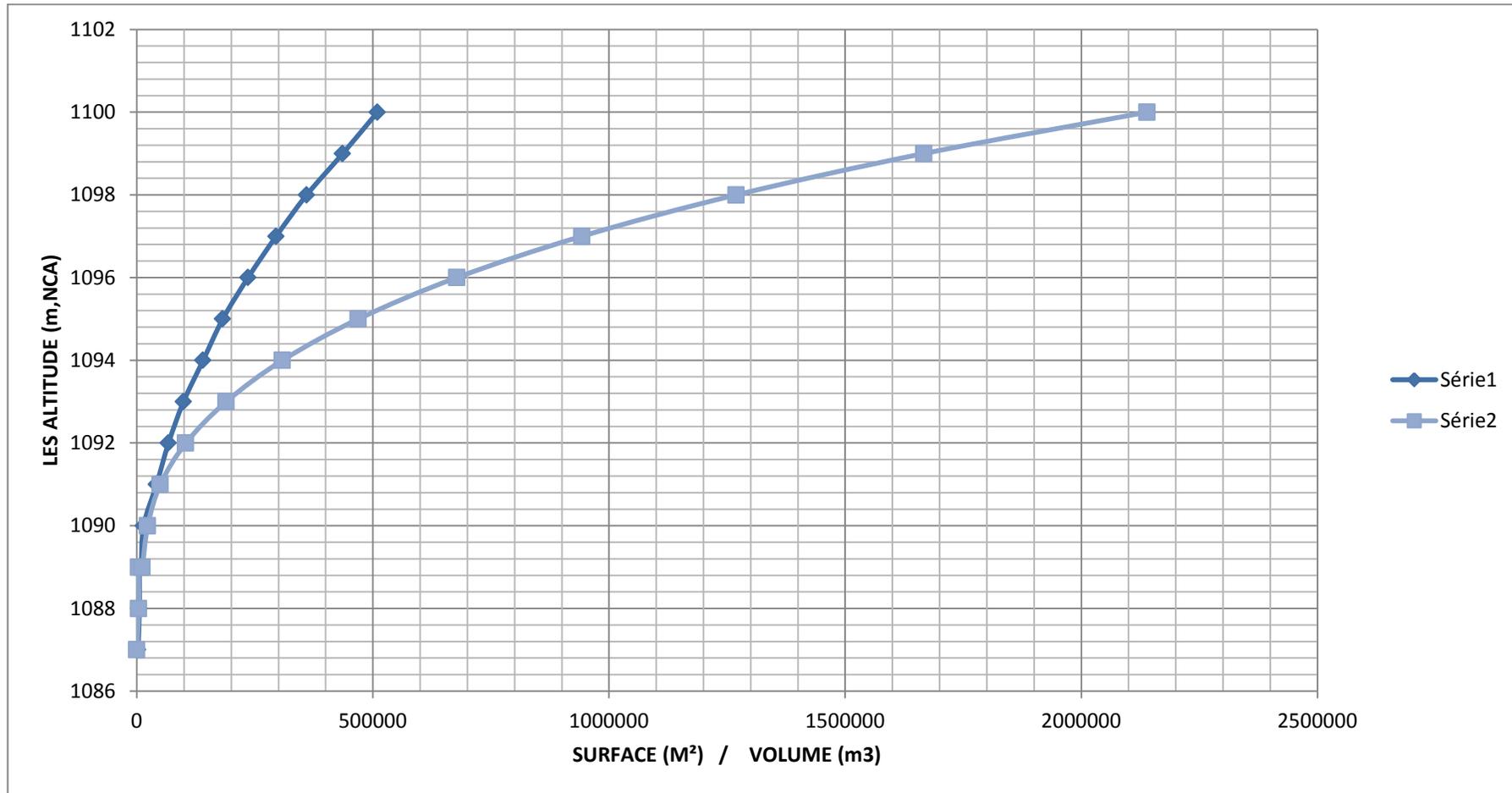


Figure III.23. Courbe capacité hauteur

III.9.2. Détermination de la garantie de la restitution :

Les volumes mobilisés des retenues collinaires sont destinées pour l'irrigation dont la garantie de restitution est généralement prise égale à $P = 80\%$ (4 années sur 5) qui répond à une marge des risques pondérés qui sont liés à un ou plusieurs facteurs influent directement ou indirectement sur le développement optimum de la culture. Dans notre cas la retenue aura comme but la réalisation d'un stock d'eau pour l'irrigation.

III.9.2.1. La répartition des besoins en eau :

Tableau III.42 : La répartition mensuelle de besoins en eau

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Besoin (Mm3)	12,9	6	2,2	0	0	0	0	3,5	8,7	18	25,4	23,4
Apport(Mm3)	0,063	0,0291	0,011	0	0	0	0	0,017	0,04	0,086	0,123	0,113

III.9.2.2. Calcul du volume utile:

Pour calculer le volume utile de la retenue on a besoin de :

- L'apport interannuel $A_{80\%}$
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.

Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

➤ Procédé de calcul:

- Détermination de la période à bonne hydraulité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires " V_s " et " V_d ".
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.
- Les calculs se font comme suit :

$$V_{rf} = V_{ri} + (W - U).$$

Avec : V_{rf} : Volume de remplissage final
 V_{ri} : Volume de remplissage initial
 S : Volume excédentaire à évacuer.

a- Détermination de la période à bonne hydraulité :

Pour déterminer la période à bonne hydraulité on calcule la différence entre les apports mensuels et la consommation mensuelle ; la période à bonne hydraulité commence à partir du mois où on a la plus grande série des (+).comme le montre le tableau suivant :

Tableau III.43 : détermination de la période à bonne hydraulicité.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Apport (Mm3)	0,035	0,0279	0,045	0,043	0,0474	0,078	0,067	0,064	0,05	0,034	0,023	0,025
Besoin (Mm3)	0,063	0,0291	0,011	0	0	0	0	0,017	0,04	0,086	0,123	0,113
A-B (Mm3)	-0,028	-0,001	0,034	0,043	0,0474	0,078	0,067	0,047	0,01	-0,05	-0,1	-0,08

On remarque que la période à bonne hydraulicité commence à partir de mois de Novembre jusqu'au mois de Mai.

III.9.2.2. Régularisation saisonnière sans tenir compte Les pertes :

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales d'exploitation c'est-à-dire la cote au niveau normale de la retenue NNR L'alternance de la période de remplissage ou de restitution s'appelle temps de fonctionnement, à ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation qui sont au nombre de deux :

A- 1ère Consigne d'exploitation :

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crue set à restituer après. L'excédent d'eau est déversé par l'évacuateur de surface.

- On fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'en doit pas dépasser.

B- 2ème Consigne d'exploitation :

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface. Remplir et ensuite restituer au consommateur

Tableau III.44. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	A _{80%}	U _{80%}	A _{80%} - U _{80%}	1ère consigne			2ème consigne		
				V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Novembre	0,101	0,008	0,093	0,225	0,225			0,225	
				0,318	0,318		0,225	0,206	0,019
Décembre	0,086	0	0,086	0,404	0,404		0,299	0,299	
				0,512	0,512		0,385	0,385	
Janvier	0,108	0	0,108	0,624	0,624		0,493	0,493	
				0,727	0,727		0,605	0,605	
Février	0,112	0	0,112	0,765	0,746	0,019	0,708	0,708	
				0,736	0,736		0,746	0,746	
Mars	0,103	0	0,103	0,658	0,658		0,736	0,736	
				0,479	0,479		0,658	0,658	
Avril	0,094	0,056	0,038	0,311	0,311		0,479	0,479	
				0,26	0,26		0,311	0,311	
Mai	0,035	0,045	-0,01	0,225	0,225		0,260	0,260	
				0,736	0,736		0,746	0,746	
Juin	0,012	0,091	-0,078	0,479	0,479		0,658	0,658	
				0,311	0,311		0,479	0,479	
Juillet	0,013	0,192	-0,179	0,26	0,26		0,311	0,311	
				0,479	0,479		0,658	0,658	
Août	0,0102	0,179	-0,168	0,311	0,311		0,479	0,479	
				0,26	0,26		0,311	0,311	
Septembr	0,025	0,76	-0,051	0,225	0,225		0,260	0,260	
				0,736	0,736		0,746	0,746	
Octobre	0,031	0,064	-0,035	0,479	0,479		0,658	0,658	
				0,311	0,311		0,479	0,479	
						0,019	0,225	0,225	2,94

Du tableau on a:

$$V_s = 0,54 \text{ Mm}^3 \text{ ET } V_d = 0,521 \text{ Mm}^3$$

$$V_s > V_d$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$\text{D'ou : } V_u = V_d$$

Le volume normal de la retenue sera :

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

$$\boxed{V_{NNR} = 0,746 \text{ Mm}^3}$$

II.9.2.2.2 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

- Calcul des pertes et des deux consignes d'exploitation

Les pertes dans la retenue sont dues a :

- L'évaporation.
- L'infiltration.

- Pertes par évaporation

On a:

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \quad (III.74)$$

Où :

V_{ep} : volume perdu a cause de l'évaporation ;

E_s : Evaporation mensuelle (mm) ;

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

V_{moy} : volume moyenne ; $V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2}$.

$V_{rf,i}$ et $V_{rf,i+1}$: les volumes de la retenue de deux mois successifs.

- Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{1000} \quad (III.75)$$

Où : V_{inf} : volume perdu a cause de l'infiltration ;

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette

V_{moy} : volume moyenne.

Tableau III.45: valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	Δ	
		Année	Mois
Sol a faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméable moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol a forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

Source : technique des petits barrages

Dans notre cas, on a un sol à perméable moyenne alors on opte pour $\delta=1.1$

En utilisant la courbe topographique (capacité –surface), on déterminera les surfaces correspondantes au volume moyen entre deux mois successives

Tableau II.46 : Volumes des pertes dans la retenue

MOIS	vmoy (Mm3)	Smoy (km ²)	Es	Vinf(Mm3)	Vevapo(Mm3)	pertes
N	0,253	0,309	0,253	0,0003	0,001	0,004
D	0,295	0,312	0,228	0,0003	0,005	0,008
J	0,342	0,315	0,303	0,0004	0,00	0,004
F	0,418	0,321	0,303	0,0005	0,00	0,005
M	0,484	0,326	0,267	0,0005	0,00	0,005
A	0,510	0,328	0,287	0,0006	0,00	0,006
M	0,493	0,326	0,205	0,0005	0,00	0,005
J	0,437	0,322	0,234	0,0005	0,001	0,006
J	0,337	0,315	0,380	0,0004	0,001	0,005
A	0,248	0,308	0,147	0,0003	0,001	0,004
S	0,219	0,306	0,314	0,0002	0,000	0,002
O	0,220	0,306	0,224	0,0002	0,000	0,002

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec pertes sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.47. Régularisation saisonnière en tenir compte des pertes

Mois	A _{80%}	U _{80%}	Perte	A _{80%} - U _{80%}	1ère consigne			2ème consigne		
					V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Novembr	0,101	0,008	0,0017	0,1073	0,225	0,225				
Décembr	0,186	0	0,03	0,156	0,332	0,318		0,255	0,255	
Janvier	0,108	0	0,015	0,1223	0,488	0,404		0,239	0,239	
Février	0,112	0	0,013	0,1253	0,610	0,512		0,316	0,316	
Mars	0,103	0	0,005	0,1163	0,735	0,624		0,424	0,424	
Avril	0,094	0,056	0,056	0,0933	0,752	0,852	0,1	0,523	0,523	
Mai	0,035	0,045	0,0519	-0,0281	0,752	0,845	0,093	0,599	0,599	
Juin	0,012	0,091	0,006	-0,113	0,723	0,723		0,781	0,751	0,03
Juillet	0,013	0,192	0,005	-0,1892	0,611	0,611		0,701	0,701	
Aout	0,0102	0,179	0,004	-0,1634	0,4217	0,4217		0,595	0,595	
Séptemb	0,025	0,76	0,002	-0,0166	0,258	0,258		0,423	0,423	
Octobre	0,031	0,064	0,002	-0,0166	0,241	0,241		0,253	0,253	
					0,225	0,225		0,243	0,243	
							0,0193	0,225		

Du tableau on a:

$$V_s = 0,57 \text{ Mm}^3 \text{ ET } V_d = 0,527 \text{ Mm}^3$$

$V_s > V_d$ Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$D'où : V_u = V_d$$

➤ Estimation de l'erreur :

Les volumes des pertes sont considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante :

$$E = (Vu' - Vu) / Vu * 100 < 1 \text{ à } 2\%$$

Vu : volume utile sans tenir compte des pertes.

$V'u$: volume utile en tenant compte des pertes.

Alors :

$$E = (Vu' - Vu) / Vu * 100 = (0,527 - 0,521) / 0,521 * 100 = 1,15\% < 2\%$$

Donc $\varepsilon = 1,15\% < 2\%$

Le volume normal de la retenue sera :

$$VNNR = Vu + Vm$$

$$VNNR = 0,746 \text{ Mm}^3$$

III.10 : Laminage des crues :

Le calcul de laminage a pour but de dimensionner la largeur du déversoir, ainsi que le niveau forcé des eaux (NPHE) qui dépend de la capacité de l'évacuateur de crue.

Cet ouvrage est prévu pour évacuer les crues maximales sans risque de dommage pour la digue.

Le calcul du laminage de crues permet aussi de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement, Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue, Cette relation s'écrit comme suit :

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \quad (\text{Équation de laminage}) \quad (\text{III.76})$$

Où :

Q : le débit entrant de la crue.

q : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé)

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

Le débit cumule a l'instant t est : $Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt}$

Méthode de KOTCHERINE:

La méthode de KOTCHERINE est un procédé grapho-analytique qui se base sur les principes suivants :

1. l'hydro gramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze,
2. les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
3. le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue .
4. les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue. Les données de départ :

Donnée	
g	9,81
Alpha	1
$2 \cdot g^{0,5}$	4,42945
$Q_{1\%}$	95,63
m=	0,49

On fait le calcul en variant la largeur b de 8m à 18m selon la formule:

$$Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \quad (\text{III.77})$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants:

Tableau III.48: Détermination de H_0 et Q en fonction de b

H	COTE	VNPHE	Vf	qmaxp%	Débit				
					b=10	b=12	b=14	b=16	b=18
0,00	1096,3	746000,0	0,0						
0,10	1096,4	772480,5	26480,5	79,9	0,7	0,8	1,0	1,1	1,2
0,20	1096,5	798961,0	52961,0	79,1	1,9	2,3	2,7	3,1	3,5
0,30	1096,6	825441,5	79441,5	78,2	3,6	4,3	5,0	5,7	6,4
0,40	1096,7	851922,0	105922,0	77,4	5,5	6,6	7,7	8,8	9,9
0,50	1096,8	878402,5	132402,5	76,6	7,7	9,2	10,7	12,3	13,8
0,60	1096,9	904883,0	158883,0	75,7	10,1	12,1	14,1	16,1	18,2
0,70	1097,0	931363,5	185363,5	74,9	12,7	15,3	17,8	20,3	22,9
0,80	1097,1	964057,9	218057,9	73,9	15,5	18,6	21,7	24,8	27,9
0,90	1097,2	996752,3	250752,3	72,8	18,5	22,2	25,9	29,6	33,4
1,00	1097,3	1029446,7	283446,7	71,8	21,7	26,0	30,4	34,7	39,1
1,10	1097,4	1062141,1	316141,1	70,8	25,0	30,0	35,0	40,1	45,1
1,20	1097,5	1094835,5	348835,5	69,7	28,5	34,2	39,9	45,6	51,3
1,30	1097,6	1127529,9	381529,9	68,7	32,2	38,6	45,0	51,5	57,9
1,40	1097,7	1160224,3	414224,3	67,7	35,9	43,1	50,3	57,5	64,7
1,50	1097,8	1192918,7	446918,7	66,7	39,9	47,8	55,8	63,8	71,8
1,60	1097,9	1225613,1	479613,1	65,6	43,9	52,7	61,5	70,3	79,1
1,70	1098,0	1258307,5	512307,5	64,6	48,1	57,7	67,3	77,0	86,6
1,80	1098,1	1291001,9	545001,9	63,6	52,4	62,9	73,4	83,8	94,3
1,90	1098,2	1323696,3	577696,3	62,5	56,8	68,2	79,6	90,9	102,3
2,00	1098,3	1356390,7	610390,7	61,5	61,4	73,7	85,9	98,2	110,5

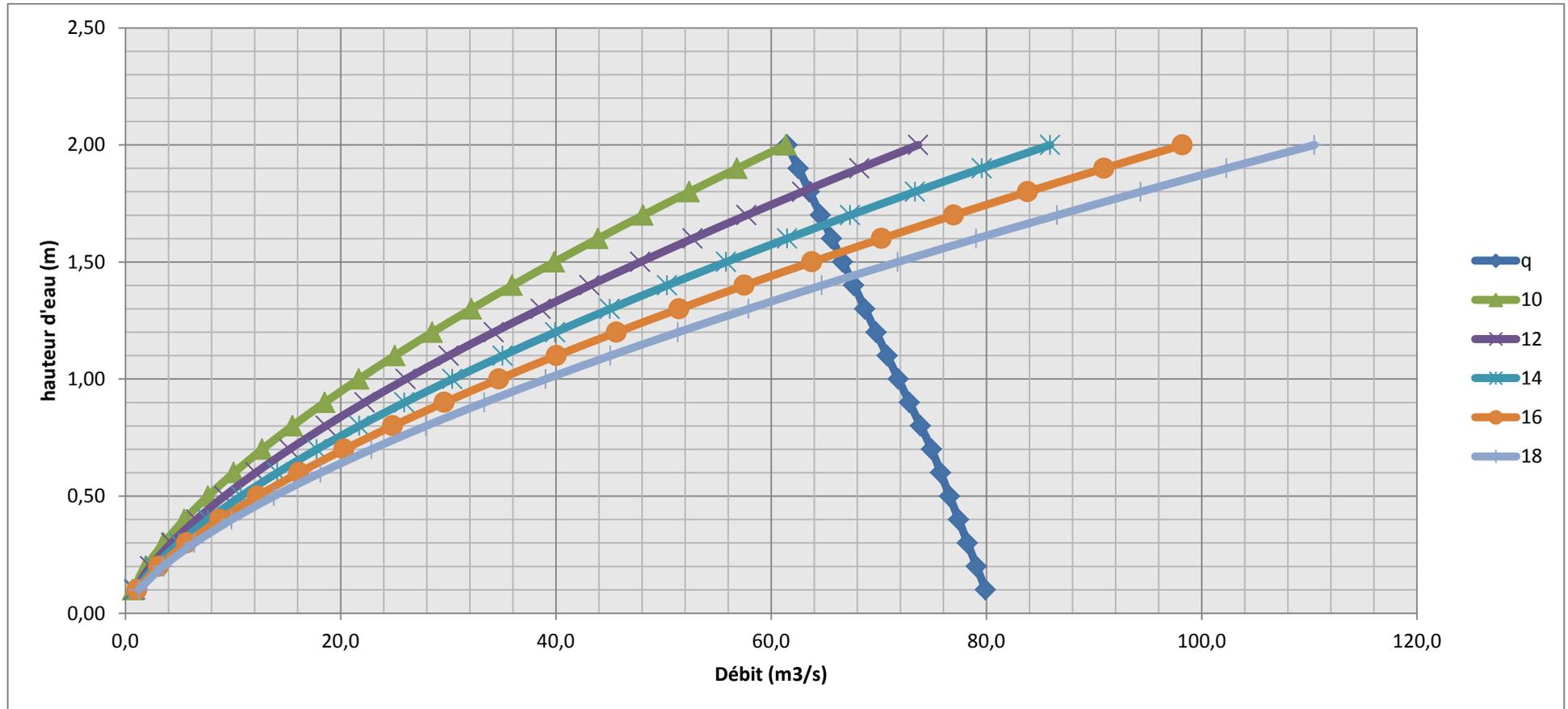


Figure III.24: Laminage de crue de projet par la méthode de kotcherine .

III.11. Etude d'optimisation:

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs de versantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue. Mais avant d'entamer le calcul l'optimisation estimant d'abord la hauteur et la largeur en crête de barrage :

III.11.1 La revanche

C'est la distance verticale entre la crête de la digue et le plan d'eau de la retenue (NPHE). Elle est en fonction de la hauteur des vagues H , de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.

La revanche minimale est donnée par plusieurs formules

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \quad (\text{III-78})$$

La hauteur des vagues H est estimée à l'aide des formules suivantes :

A- Formule de Stevenson

$$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25} \quad (\text{III-79})$$

F : le fetch $F = 0.83 \text{ Km}$

B- Formule de Molitor

$$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \quad (\text{III-80})$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; $U=100 \text{ Km/h}$.

C-Formule de Mallet-paquant

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5} \quad (\text{III-81})$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.49:: hauteurs des vagues.

Formule	H (m)
<i>Stevenson</i>	0.784
<i>Molitor</i>	0.783
<i>Mallet-paquant</i>	0.8

	NPHE	qlaminé	VNPHE	Hb	b T.KNAPPEN	b E.F.PREECE	b PRATIQUE	SIMPLIFIEE
--	------	---------	-------	----	----------------	-----------------	---------------	------------

On adopte donc la valeur de $H=0.784\text{m}$ car c'est la valeur la plus proche de la moyenne.

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la relation de Gaillard :

$$V = 1.5 + 2H \quad (\text{III-82})$$

H : hauteur des vagues (en m).

$$V = 3.07\text{m/s}$$

Donc la revanche minimale sera : $R=1,42\text{m}$

III-11-2 Largeur en crête :

La largeur du barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et les éventuels pour les eaux ultérieures.

Elle dépend de plusieurs facteurs et notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein.

La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

- Formule T.KNAPPEN $b=1.65H_b^{0.5}$ (III-76)
- Formule E.F.PREECE $b=1.1H^{0.5}+1$ (III-77)
- Formule PRATIQUE $b=(5/3).H^{0.5}$ (III-78)
- Formule SIMPLIFIEE $b=3.6.H^{1/3}-3$ (III-79)

Avec: Hb : Hauteur du barrage (m), donnée par :

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t$$

t : marge de sécurité en tenant compte les tassements du barrage ($t= 0.5 \text{ m}$)

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés ci après:

10	1098	61,5	668883	12,79	5,685	4,790	5,743	5,145
12	1097,8	62,9	721844	12,59	5,780	4,853	5,839	5,234
14	1097,6	67,3	774805	12,49	5,873	4,915	5,934	5,322
16	1097,5	70,3	827766	12,39	5,965	4,977	6,027	5,408
18	1097,4	71,8	880727	12,19	6,056	5,037	6,118	5,492

On pote pour une largeur en crête de $B_{cr} = 5m$

III.11.3.Calcul des coûts

A- Calcul de la digue

En premier lieu, on calcule le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût.

- tracer le profil longitudinal du barrage et on va choisir des sections à travers le barrage.
- On détermine la hauteur de la digue connaissant la cote de crête et celle au pied du barrage.
- Calcul de la largeur au pied du barrage au droit de la section

$$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) * H_{bi}$$

b : largeur en crête

B_{pi} : largeur du pied du barrage au droit de la section i Et m_1 et m_2 sont les fruits du talus amont et aval.

Le Tableau suivant montre les résultats de calculs des sections ainsi le volume et le coût de la digue en fonction de la variation de la largeur de déversoir

Tableau III.51: coût de la digue

		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
b=10	Hb	0	2,92	5,38	12,79	8,42	7,12	2,52	0
	Bp	5	28,75	47,41	57,32	70,15	63,55	38,11	5
	S	0	49,275	140,98	398,54	316,38	244,04	54,32	0
	V		1971	5639,316	15941,456	12655,26	9761,52	2172,744	
	48141,296			Le coût : 24070648DA					
b=12	Hb	0	2,72	5,18	12,59	8,22	6,92	2,32	0
	Bp	5	28,75	47,41	57,32	70,15	63,55	38,11	5
	S	0	45,9	135,74	392,30	308,87	237,18	50,01	0
	V		1836	5429,676	15692,176	12354,66	9487,32	2000,304	
	46800,136			Le coût : 23400068DA					
b=14	Hb	0	4,76	8,21	9,55	12,49	10,8	5,8	0
	Bp	5	28,75	47,41	57,32	70,15	63,55	38,11	5
	S	0	80,33	215,14	297,58	469,31	370,17	125,02	0
	V		3213,00	8605,72	11903,12	18772,47	14806,80	5000,76	
	62301,872			Le coût :31150936 DA					
b=16	Hb	0	4,56	8,01	9,35	12,39	10,6	5,6	0
	Bp	5	28,75	47,41	57,32	70,15	63,55	38,11	5
	S	0	76,95	209,90205	291,346	461,79675	363,315	120,708	0
	V		3078	8396,082	11653,84	18471,87	14532,6	4828,32	
	60960,712			Le coût :30480356 DA					
b=18	Hb	0	4,42	7,87	9,21	12,25	10,46	5,46	0
	Bp	5	28,75	47,41	57,32	70,15	63,55	38,11	5
	S	0	74,59	206,23	286,98	456,54	358,52	117,69	0
	V		2983,50	8249,33	11479,34	18261,45	14340,66	4707,61	
	60021,9			Le coût :30010950 DA					

Remarque

Pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 500 DA.(source ANBT).

B- Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues :

Pour ce calcul, on tient compte des coûts du seuil déversant et du canal d'approche, vu que le chenal et le bassin de dissipation gardent leur profil pour les différentes largeurs du déversoir.

➤ Coût du déversoir :

Le déversoir envisagé est du type « Creager ». Ce type de profil s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement. Le déversoir sera construit en béton armé.

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par. L'équation du profil Creager est donnée par l'expression suivante /

Tableau III.52: coût du déversoir

COUT DU DEVERSOIR					
b	10	12	14	16	18
H	2	1,8	1,7	1,6	1,5
S	1,241	1,23	1,17	1,152	1,122
V	12,41	14,76	16,38	18,432	20,196
COÛT (DA)	372300	442800	491400	552960	605880

➤ Coût du coursier :

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire afin d'assurer les bonnes conditions de l'écoulement. La longueur approximative du coursier est de 160 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cour}}$$

L'épaisseur du radier et celle des murs bajoyers est égale à 0,7 et 0,5 mètre.

La largeur du coursier est donnée par :

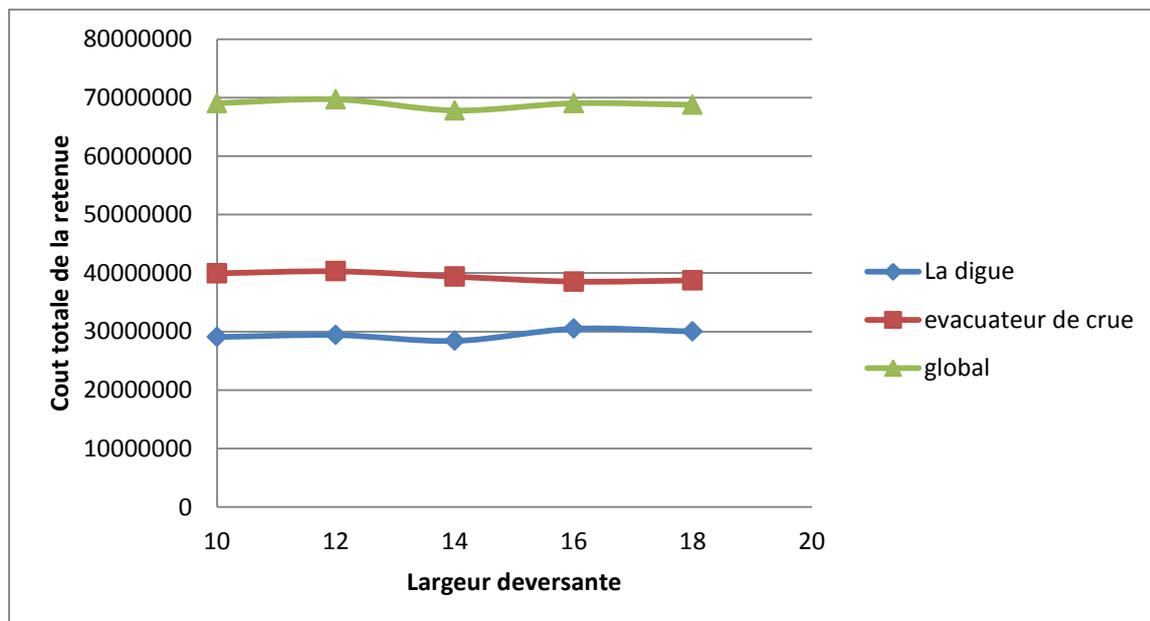
$$L_{\text{cal}} = Q^{0,5}$$

Tableau III.53: Coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes

b	10	12	14	16	18
Hb	12,79	12,59	12,49	12,39	12,25
qlam	61,5	62,9	67,3	70,3	71,8
L	9,63	9,75	10,12	9,84	9,90
S	6,74	6,82	7,08	6,88	6,93
V	1460,12	1472,88	1514,87	1482,57	1490,64
Coût(DA)	37963120	38294880	39386620	38546820	38756770

Tableau II.54 : Récapitulatif du coût total de barrage (digue+évacuateur de crue) 62137748

Cote Crête (m)	B (m)	la digue (DA)	Déversoir (DA)	Coursier (DA)	Global (DA)
1100,42	10	24070648	372300	37963120	62406068
1099,82	12	23400068	442800	38294880	71028956
1099,92	14	31150936	491400	39386620	62137748
1099,72	16	30480356	552960	38546820	69580136
1099,58	18	30010950	605880	38756770	69373600


Figure III.23: Optimisation de la largeur d'évacuateur de crue

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons analysé pratiquement tous les paramètres hydrologiques régissant la réalisation de la retenue collinaire, à savoir les données pluviométriques, les débits, la régularisation de l'écoulement et le laminage de crue effectué par plusieurs méthodes. Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue, du déversoir et du canal d'approche (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de ces calculs, notre choix a été basé sur le coût total minimal de l'ouvrage.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur du déversoir optimale « $b=14m$ » et une côte en crête optimale de la digue égale à 1099,92m.NGA.

Les résultats de l'étude donnant les principales caractéristiques hydrologiques sont donnés par le tableau ci-dessous :

Tableau III.55: Tableau récapitulatif de l'étude de régularisation et du laminage

dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm3	0,225
Volume utile	Mm3	0,521
Volume au NNR	Mm3	0,746
Côte du fond	m.NGA	1087,43
Côte NNR	m.NGA	1096,3
Cote de Crête	m.NGA	1099,92
Largeur en crête	m	5

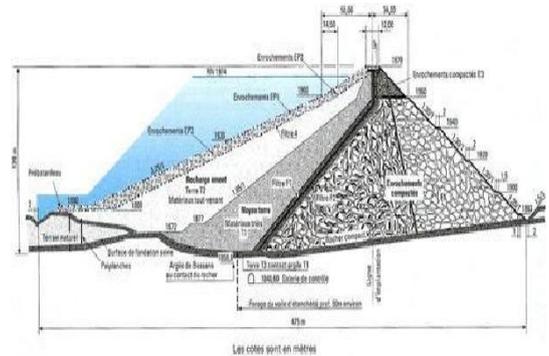
Chapitre IV

Etude Des Variantes

Introduction :

Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier de la nature de sol de fondation et de la forme de la vallée, des problèmes de transport d’approvisionnement, de l’extraction des matériaux de construction de leurs zones d’emprunts ainsi que des conditions économiques.

L’étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de cette étude, en effet c’est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponible au voisinage du site du barrage que l’on peut proposer des variantes et en écarter.



Les barrages en terre sont des remblais en forme de trapèze, On utilise ces barrages comme ouvrages de retenue sans débordement à travers la crête, c’est-à-dire comme barrages fixes.

La singularité des barrages en terre consiste en passage de l’eau à travers leur corps et en formation d’un écoulement souterrain avec une surface libre, La ligne de la surface libre de l’eau est dite : ligne phréatique ou ligne piézométrique ou courbe de dépression.

IV.1. Le choix du site du barrage :

L’axe du barrage est choisi sur la base de certaines conditions dictées par les critères économie, sécurité et facilité d’exécution de l’ouvrage. En plus de la topographie, la géologie et l’hydrologie sont toujours prises en considération quant au choix de l’axe. En d’autres termes le choix de l’axe doit être conditionné par :

- L’axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d’eau ;
- Tenir compte de l’implantation des ouvrages annexes de l’aménagement ;
- L’axe choisi doit avoir la longueur la plus courte possible.

IV.2. Le choix du type de barrage :

Les principaux paramètres à prendre en considération dans le choix du type de barrage sont :

➤ **La topographie du site:**

La topographie consiste en premier lieu à vérifier si l’axe choisi autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant .En second lieu vérifier la possibilité d’implantation du barrage et de ces ouvrages annexes.

➤ **La morphologie de la vallée :**

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et de type de barrage à implanter. Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée. Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai, un site étroit conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations permettent.

➤ **Les conditions géologiques et géotechniques :**

La nature, la résistance, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées dans le bassin versant, constituent un ensemble de facteurs permettant la détermination du site et du type de barrage à implanter.

- ❑ **Les fondations rocheuses** se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.
- ❑ **Les fondations graveleuses** conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.
- ❑ **Les fondations argileuses** impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place

➤ **Les matériaux de construction :**

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site et du type de barrage. Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

En se basant sur ces exigences on peut déterminer la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter.

IV.2.1. Les variantes à choisir :

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux et on a trois variantes au choix :

- **Barrage en terre homogène.**
- **Barrage en terre zoné avec noyau d'argile.**
- **Barrage en enrochements.**

Brève définition des variantes à étudier :

➤ **Barrage homogène**

La particularité des barrages en terre homogène est de n'être constitués que d'un seul matériau meuble suffisamment imperméable pour assurer à la fois l'étanchéité et la résistance. Les dispositifs de drainage autorisant une réduction importante des volumes à mettre en œuvre, soit une butée aval drainante, soit un tapis drainant sous le tiers ou la moitié aval, soit enfin, le plus sécurisant, une cheminée drainante communiquant avec l'aval par un tapis ou des bretelles.

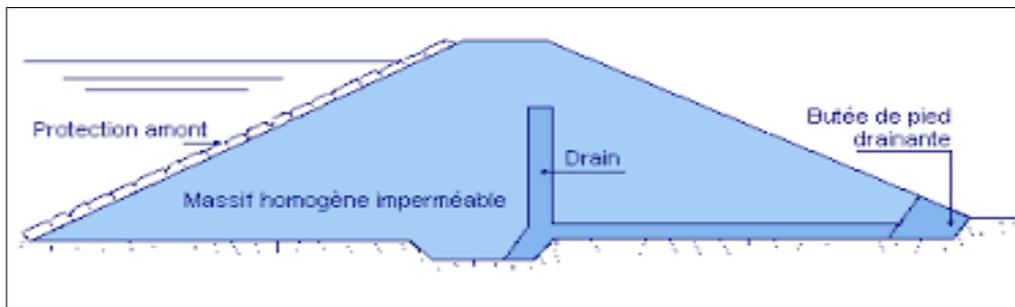


Figure IV.1 : Barrage homogène .(www.gramme.be.com)

➤ **Barrage en terre zoné :**

Le zonage du corps du barrage, grâce à l'utilisation de plusieurs types de matériaux, permet de faire de grandes économies dans les volumes mis en œuvre. Les fonctions stabilité et étanchéité sont assurées par des matériaux différents. Dans un barrage à noyau, les fonctions de résistance et d'étanchéité sont en quelque sorte séparées. La résistance est assurée par les recharges placées sur les flancs de l'ouvrage, et l'imperméabilité par le noyau central. Le noyau au centre de l'ouvrage va être constitué de la terre la plus imperméable possible. Il sera tenu de part et d'autre par des recharges composées, selon les cas, de terre plus perméable, d'alluvions ou d'enrochements.

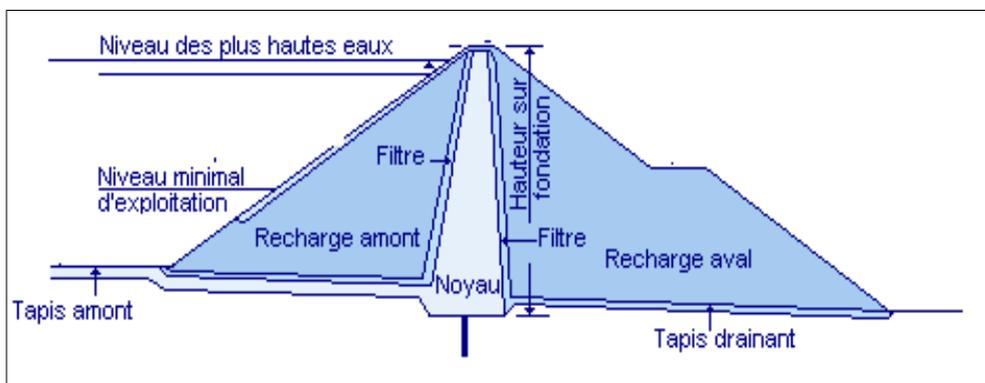


Figure IV.2 : Barrage zoné a noyau. (www.gramme.be.com)

➤ **Barrage en enrochement avec masque en béton :**

La difficulté de trouver sur place des matériaux de faible perméabilité aptes à constituer une étanchéité conduit les projeteurs à faire appel à des matériaux de substitution du type produit bitumineux, géo membrane, béton hydraulique. La mise en œuvre de ces matériaux en parement amont présente le double avantage de permettre des réparations en cas de dégradation du masque, mais aussi d'autoriser des vidanges de retenues très rapides.

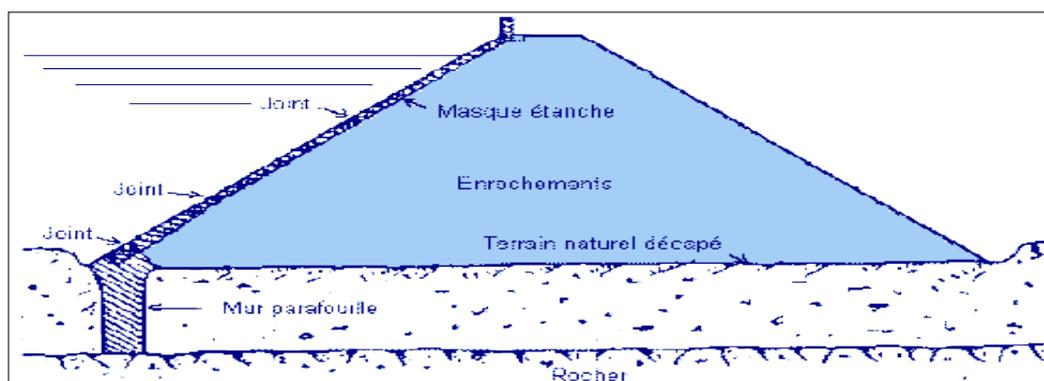


Figure IV.3 : Barrage en enrochement. (www.gramme.be.com)

IV.3. Définition du profil général :

IV.3.1. Hauteur de barrage :

➤ **Calcul de la revanche :**

A été déjà défini dans l'étude d'optimisation dans le chapitre de l'hydrologie

$$R=1,42 \text{ m}$$

➤ **Calcul des tassements**

Sous l'action de la charge appliquée (remblais), il se développe dans le sol des déformations (tassements). Ces dernières seront calculées à partir des résultats oedométriques.

Pour se faire, on admet que la distribution des contraintes apportées par la surcharge est uniforme au sein de la couche supportant le remblai. Cela est dû au fait que la couche sollicitée est de faible épaisseur par rapport à la largeur de la plate forme du remblai.

Le tassement sera calculé à 4m sous la base de remblais. On partage la couche en deux couches de 2m d'épaisseur, tel que le montre la figure IV.4 :

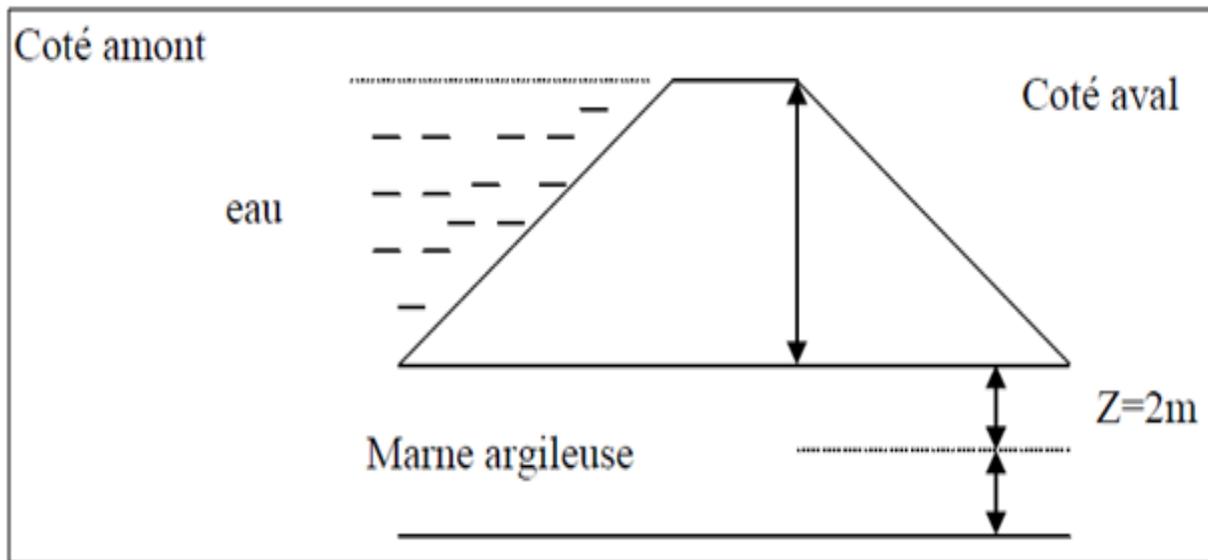


Figure IV.4 : Schéma descriptif de la digue .

Le sol étant sur-consolidé, le tassement de chaque élémentaire sera calculé par la méthode de Terzaghi comme suit :

$$\Delta h = h_0 / (1+e_0) (Cc_1 \log (\sigma_c / \sigma_0) + Cc_2 \log (\sigma_0 + \Delta\sigma / \sigma_c)) \quad (IV.1)$$

Avec :

Δh : tassement de la couche considérée

h_0 : épaisseur de couche considérée

e_0 : indice des vides initial

$\Delta\sigma$: Augmentation de la contrainte due au remblai

C_g : coefficient de gonflement

C_c : coefficient de compressibilité

σ_c : pression de pré-consolidation

Tableau IV.01 : Récapitulatif de l'ensemble des résultats obtenus :

N° couche	H0(m)	σ_c (bar)	σ_0 (bar)	e_0	C_g	C_c	$\Delta\sigma$ (bar)	Δh_i (cm)
1	2	1,25	0,404	0,11	0,035	0,209	1,87	0,36
2	2	1,25	0,680	0,11	0,035	0,209	1,87	0,42

Source : Laboratoire de HPE Constantine.

$\Delta h_i = 0,39$ m Et pour des raisons de sécurité on majeur le tassement a 0,5 m

$$\Delta h_i = 0,5 \text{ m}$$

Donc : la hauteur de barrage est donnée par

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \quad (IV.02)$$

Avec :

Hb : la hauteur de barrage (m)

NNR : la cote correspondante au volume normale de la retenue (1096,3 m).

Cf : cote de fond (1087,43 m).

hdév : la charge déversante

R : la revanche.

t : les tassements .

Donc :

$$Hb = 12,49 \text{ m}$$

IV.3.2. Calcul de la largeur en crête

A été déjà définit dans l'étude d'optimisation dans le chapitre de d'hydrologie

$$Bcr = 5\text{m}$$

IV.3.3. La longueur en crête

La longueur en crête c'est un paramètre qui est défini topographiquement après l'implantation de notre barrage en tenant compte la forme et la topographie de site

$$Lc = 765,75 \text{ m}$$

IV.3.4. Pentés des talus :

Pour assurer la stabilité du barrage, les pentes des talus doivent être fixées selon la nature des matériaux qui constitue le barrage, qui par la suite seront vérifiées par calcul de stabilité

Tableau IV.02. Valeurs indicatives des fruits de talus.

hauteur du barrage	Type du barrage	Fruits des talus	
		Amont	Aval
H<5	Homogène	2,5	2
	A zones	2	2
5<H<10	Homogène granulométrie étanche	2	2
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2,5	2,5
	A zones	2	2,5
10<H<20	Homogène granulométrie étanche	2,5	2,5
	Homogène à fort pourcentage d'argile	3	2,5
	A zones	3	3
H>20	Homogène granulométrie étanche	3	2,5
	A zones	3	3

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage .on opte pour :

- Parement amont $m_1 = 3,0$.
- Parement aval $m_2 = 2,5$

Ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité .

IV.3.4. Revêtement de la crête et des talus de la digue

La protection des talus dans les barrages en terre est utilisée pour éviter l'érosion par l'action des vagues d'une part et par les pluies d'une autre part. Alors, les facteurs qui influencent sur le choix et sur la conception du type de revêtement sont :

- Hauteur de la montée subite.
- Fluctuations du niveau du barrage.
- Matériaux des barrages.
- Conditions climatiques.
- Importance de l'ouvrage.

Pour le cas des petits barrages, les revêtements les plus utilisés sont:

- Enrochement sur les couches de filtre.
- Couche de terre végétale.

IV.3.4.1. Talus aval :

Le talus aval des barrages en matériaux locaux est soumis au processus de l'altération superficielle naturelle. C'est la raison pour laquelle on protège par la construction de revêtement le talus aval, en utilisant largement les matériaux locaux (couche herbeuse ou gravier). On doit concevoir le revêtement pour éviter le possible érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau. Pour sa protection, l'utilisation d'une terre végétale avec des épaisseurs entre 0.20 et 0,3 m est très commune.

Dans notre cas, le talus aval est protégé par une couche de gravier a granulométrie plus ou moins uniforme d'une épaisseur $ép = 20\text{cm}$, d'une granulométrie 40-120mm.

IV.3.4.2. Talus amont :

Il est prévu de protéger du talus amont par enrochement de tout- venants. L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'à une profondeur au dessous du niveau minimal d'exploitation, égale à la hauteur maximale de la vague mais pas moins de 2,0 m. Pour cela, on utilise communément un enrochement sur la couche de filtre dont l'épaisseur peut être calculée par les méthodes suivantes.

A- Première méthode.

Dans notre cas on propose de faire un revêtement en enrochement dont l'épaisseur de l'enrochement est donnée par la formule de Tennessee valley Authority (TVA)

$$e = CV^2 \tag{IV.03}$$

Où :

e : Epaisseur de l'enrochement en (m);

V : Vitesse de propagation des vagues en (5,78 m/s);

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique du matériau d'enrochement. La valeur de C est donnée par le tableau suivant

Tableau II.03 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.

Pente du talus	r différents poids spécifique Valeur de C pou		
	=2.5	=2.65	=2.8
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 C=0.028, donc nous obtenons une épaisseur d'enrochement

$e = 0,93m$

B- Deuxième méthode :

On peut établir la procédure suivante, en considèrent dans le calcul le poids du bloc de la roche nécessaire pour supporter les forces appliquées produites par la pression statique et dynamique de la vague, ainsi que l'action érosive des vagues dans le calcul de la stabilité dont les facteurs sont le poids spécifique de la roche, la hauteur de la vague et le talus à protéger.

La formule recommandée pour le calcul du poids maximal des roches isolées est :

$$Q = \frac{0,35\gamma_m h^3}{\left(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1\right)^3 \sqrt{1 + m^3}} \tag{IV.04}$$

où:

γ_m : poids volumique de la pierre varie entre 2.2 et 2.6 t/m3.

h : hauteur de la vague pour une probabilité déjà constatée.

γ : poids volumique de l'eau (1.0 t/m3).

m : talus à protéger.

$$Q = 0,0216 \text{ t/m}^3$$

Le 50 % des blocs doit avoir une taille égale ou supérieure à

$$D_{50} \% < K \cdot D \quad (IV.05)$$

où:

K : est un coefficient qui dépend de type de l'ouvrage à partir du **tableau IV.04**

D₅₀ % : Le diamètre maximal exprimé en mètre du bloc à placer dans le talus

Tableau IV.04. Le coefficient K en fonction de type de l'ouvrage .

Coefficient	VI	III	II	I
K	0,5	0,55	0,60	0,65

D₅₀ % Le diamètre maximal exprimé en mètre du bloc à placer dans le talus est calculé par la formule suivante:

$$D = \sqrt[3]{\frac{Q}{0.524 \cdot \gamma_m}} \quad (IV.06)$$

où:

Q : poids maximal de calcul du bloc.

γ_m : poids volumique de la pierre varie entre 2.2 et 2.6 t/m³

Donc : $0,22 < D_{50} < 0,42$

On prend **$D_{50} = 0,41m$**

L'épaisseur du revêtement est déterminée selon la formule suivante:

$$e = D_{50} (2 - 2,5) \quad (IV.07)$$

- 2 est employé en présence d'un bloc classé.
- 2.5 est employé en présence d'un bloc non classé

$e = 1,025m$

C- Troisième méthode.

Le diamètre de calcul d'une pierre est déterminé par la formule :

$$D_{50} = K \cdot h \quad (IV.08)$$

Où :

D₅₀ : diamètre de calcul d'une pierre, en m. ;

h : hauteur de calcul de la vague, en m ;

K : coefficient qui égal à 0,25 - 0,35.

Selon des calculs précédents, **h = 0,748m**

$$D_{50} = 0,29$$



l'épaisseur minimum de la couche d'engrènement de tout venants doit être égal à

$$e = 3 \cdot D_{85} \quad (IV.09)$$

D85 : le diamètre d'une pierre, le poids du duquel avec le poids de plus fine fractions est 85% du poids d'engrènement.

$$D_{85} = 1,3 \cdot D_{50} = 1,3 \cdot 0,29 = 0,38m.$$

L'épaisseur de la couche d'engrènement est

$$e = 1,14 \text{ m.}$$

➤ **Conclusion :**

En analysant les résultats obtenues, on adopte pour la suite du dimensionnement de la digue homogène une épaisseur de couche 1,14 m et un diamètre moyen de 30 cm

IV.3.5. La crête :

Pour assurer une bonne stabilité, conserver contre la dégradation; en utilisant deux couches de gravier :

- La première couche : d=10-20 épaisse de 10 cm.
- La deuxième couche : d=40-60 épaisse de 20 cm.

IV.4. Etanchéité du barrage :

IV.4.1. Dimensionnement du noyau:

Le noyau en matériaux argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage. Vers le sommet le noyau doit être monté au-dessus du niveau des plus hautes eaux, compte tenu des remontés capillaires, il est monté de 0.5 m environ.

IV.4.1. 1. La hauteur :

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \quad (IV.10)$$

Avec : H_b : hauteur du barrage (m).

H_n : hauteur du noyau (m).

$$H_n = 11,49 \text{ m}$$

IV.4.1.2. La largeur en crête du noyau :

On choisit en général une épaisseur de l'ordre de 1/6 la hauteur de barrage :

Donc :

$$L_{cn} = 1,92 \text{ m}$$

IV.4.1. 3. Les fruits des talus du noyau :

Ils doivent être d'une telle sorte à vérifier la condition suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} < I_{adm} \quad (IV.11)$$

Où :

I_{adm} : gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau.

b_{moy} : largeur moyenne du noyau.

$$b_m = (L_{cn} + L_b) / 2 \quad (IV.12)$$

Où :

L_{cn} : largeur en crête du noyau(m)

L_b : largeur en base du noyau(m)

ΔH : la charge d'eau, donnée par la formule suivante(m)

$$\Delta H = H_1 - H_2 \quad (IV.13)$$

Où :

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont correspond au NPHE ($H_1=8,87$ m)

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval ($H_2=0$ m).

➤ **Classification de l'ouvrage**

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation, en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. et pour connaître la classe de notre barrage nous avons le tableau suivant :

Tableau IV.05 : le gradient admissible en fonction de la Classe de l'ouvrage et de type De fondation

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs du barrage (m)			
Sols rocheux	>100	70÷100	25÷70	<25
Sablonneux, pierreux, argileux non plastique	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le tableau notre barrage appartient à la **classe IV**.

Donc $I_{adm}=1.95$.

Donc : $b_{moy} > (8,87/1.95) = 4,55$ m

On aura : $b_{moy}=4,55$ m.

$$L_b = 2 * b_{moy} - L_{cn} \quad (IV.14)$$

$L_b = 7,20m$



IV.4.1.4. La cote en crête du noyau :

$$NCN = C_f \text{ on } d + H_n \quad (IV.15)$$

$$NCN = 1087,43 + 11,49$$

$$NCN = 1098,92 \text{ m NGA}$$

IV.4.2. Les drains :

Du fait la charge hydraulique à l'amont du barrage, l'eau s'infiltré progressivement dans le massif du barrage, malgré que le choix des matériaux de construction été fait de manière à limiter les infiltrations. Il importe donc d'éviter la nuisance de ces eaux à la stabilité du barrage par création de renard, ou par destructions partielles du pied aval du barrage. Un drain est un organe destiné à évacuer les eaux provenant d'une filtration à travers un massif ou d'un ressuyage.

A. Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme)

• **Hauteur:**

$$H_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b$$

Avec :

H_b : Hauteur de la retenue ($H_b = 12,49\text{m}$)

On prend $H_p = 0,2 H_b$, donc on aura : $H_p = 2,5\text{m}$.

• **Fruit des talus :**

$$m_1 = (1 \div 2) ; m_2 = (1,5 \div 2,5)$$

Donc, on prend : $m_1 = 1,25$ $m_2 = 2$

• **Largeur au sommet :**

La largeur (ber) est calculée comme suit :

$$ber = (1/3 \div 1/4) H_p$$

On prend $ber = 1/3 H_p$. Ce qui donne: $ber = 0,8 \text{ m}$

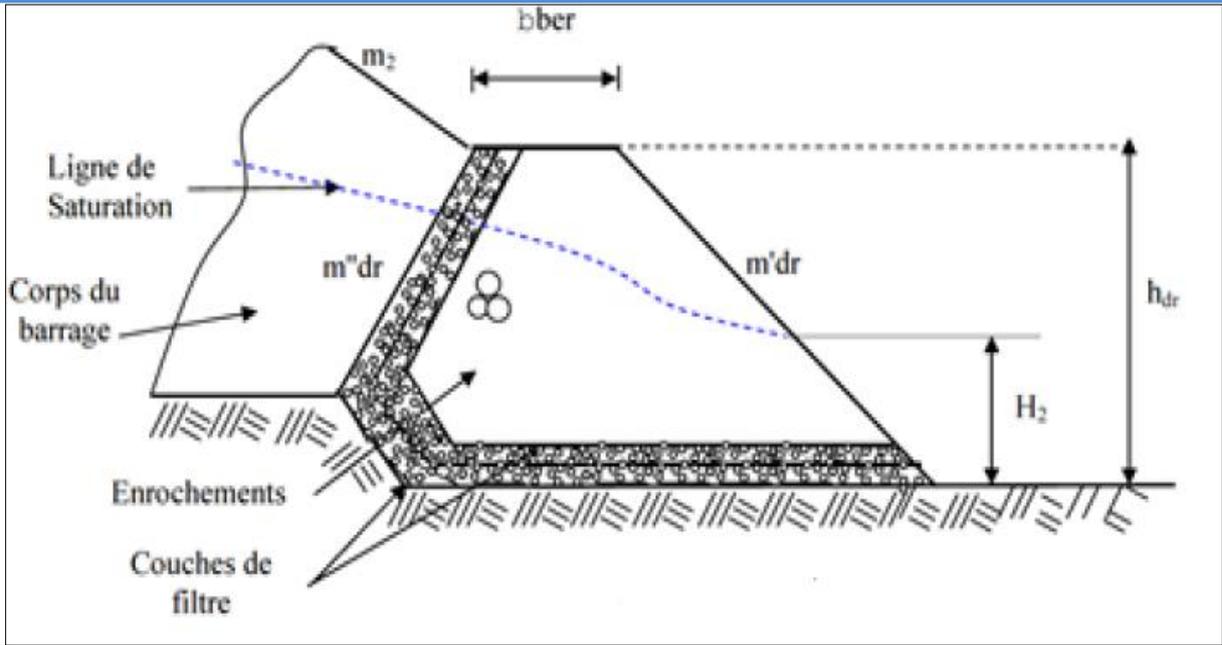


Figure IV.5 : Coupe d'un prisme de drainage

B. Dimensionnement du drain tapis

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre, on dispose habituellement dans la partie avale du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain-tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif.

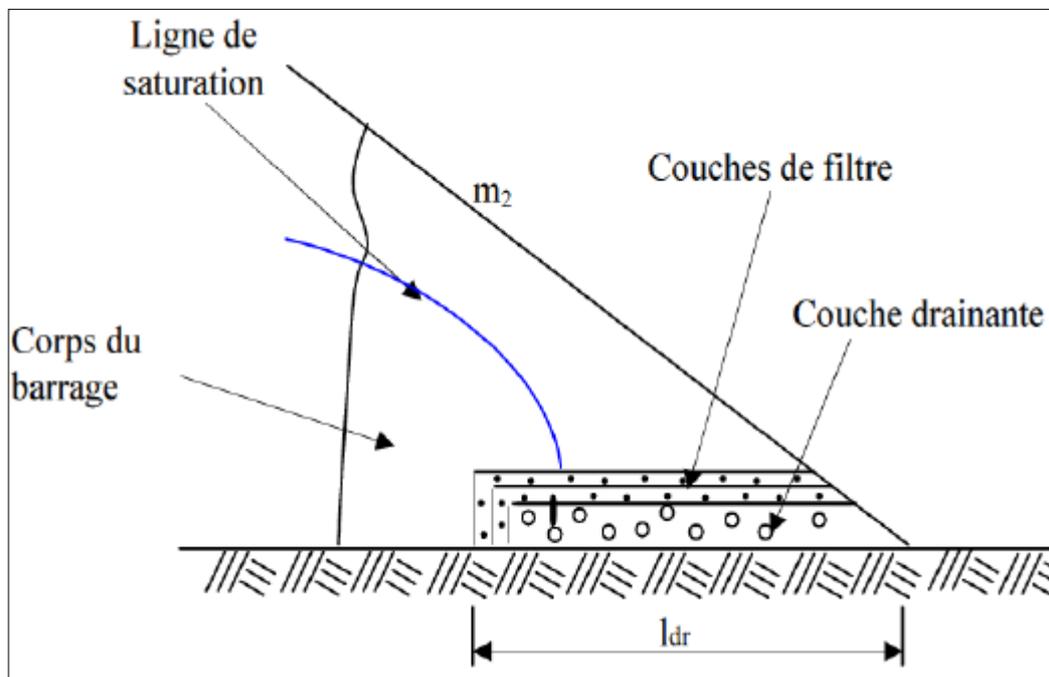


Figure IV.6 : Coupe d'un tapis de drainage.

Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise de la retenue, on trouve environ une valeur de 19,25 m.

On recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de $e=0.80\text{m}$

C. Dimensionnement du drain vertical

Lorsqu'il y a de grands risques d'anisotropie, la seule solution valable est la projection d'un drainage vertical sous forme de bandes d'enrochements ou de graviers protégées de part et d'autre par des filtres de transition (**Figure III.06**). L'eau d'infiltration est acheminée vers l'aval du barrage par un réseau de tuyaux parallèles ou par un drain tapis filtrant s'il faut drainer la fondation.

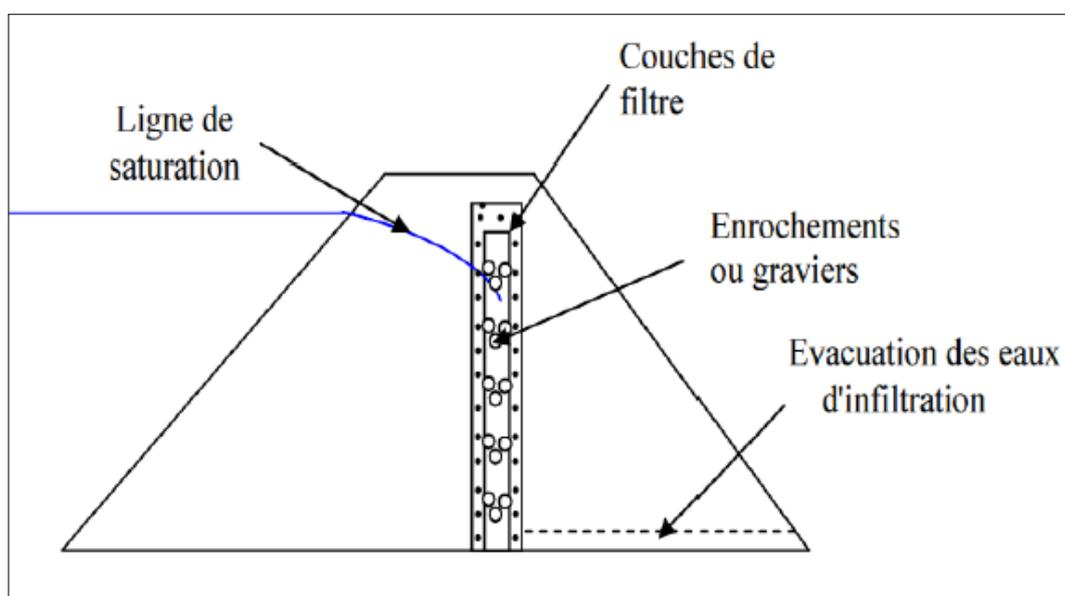


Figure IV.7 : Coupe d'un drain vertical.

IV.4.3. Les filtres :

Un filtre est destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans un massif. Les filtres et drains sont les plus souvent associés, le filtre pouvant jouer lui-même le rôle de drain, surtout dans les petits ouvrages. Les filtres sont constitués de couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et éléments fins des terres drainées. Dans un filtre chaque couche doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente dans le sens de l'écoulement de l'eau. Un filtre ne doit ni se dégrader par entrainement de ses éléments, ni se colmater. Il est conseillé pour cela d'utiliser les sables dont le coefficient d'uniformité D_{60}/D_{10} est inférieur à 2.

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établis par BERTRAM (Université de Harvard), basés sur les conditions de TERZAGHI, perfectionnés ensuite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

Les matériaux alluviaux (Tout Venant) peuvent être utilisés comme matériau pour le filtre dans les retenues collinaires et petit barrage avec la condition qu'ils remplissent la granulométrie du filtre proposé préalablement vérifié au moyen des calculs correspondants.

➤ **Critères de conception**

$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 - 5$: Condition d'entraînement des particules fines pour le phénomène de renard.

$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 4 - 5$: Condition de perméabilité.

$\frac{D_{50}}{d_{50}} < 25$: Condition de parallélisme des courbes granulométriques.

$\frac{D_{60}}{d_{10}} < 20$: Condition d'uniformité du filtre.

La perméabilité du matériau de filtre peut raisonnablement être estimée par l'expression :

$$K = 0.35(D_{15})^2 \quad (IV.16)$$

Où :

D15 : en mm

K : obtenue en cm/s.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

- Couches horizontales de sables.....0, 15m
- Couches horizontales de graviers.....0, 30m

IV.4.4. Masque en béton :

Les masques d'étanchéités amont sont généralement posés sur une forme drainante établie sur le parement amont du barrage. L'organe d'étanchéité proprement dit doit être la plus part du temps protégé. Selon Materon, 2007 la formule pour déterminer l'épaisseur du masque en béton est donnée par :

$$e = 0.3 + 0.002 * H_b \quad (IV.17).$$

Avec : H_b : hauteur du barrage

e=0.32 m

IV.5. Fixation de choix définitif de barrage :

Pour le choix de la variante, on a pris en considération :

- Facilité de la réalisation, zones d'emprunts
- Existences de carrière de matériaux de construction ;
- Distance des zones d'emprunts ;
- Sismologie ;
- Volume des matériaux de construction
- Dispositif d'étanchéité ;

IV.5.1 Etude comparative :

Une étude de comparaison approximative des différents volumes de chacun des types des barrages choisis paraît nécessaire pour faire le choix du type de retenue en fonction du coût et de la disponibilité des matériaux de construction, cette étude est particulièrement technico- économique.

IV.5.2. calcul du volume des différents matériaux :

Pour faire le choix décisif de la variante à retenir, on doit procéder aux calculs des volumes des différentes variantes en ayant les prix unitaire des divers éléments. Pour déterminer le coût du barrage, on trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, on détermine la hauteur de la digue à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \quad (IV.18)$$

Où :

N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

N_{pi} : Côte du pied du barrage dans la section i .

L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe " i " est déterminée ainsi :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} * H_{bi} \quad (IV.19)$$

Où :

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

B_{pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i »

m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval.

Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \quad (IV.20) \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * d \quad (IV.21)$$

Où :

d : Distance horizontale séparant deux sections successives S_i et S_{i+1} .

En effectuant le même calcul, nous aurons le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes.

A- Barrage homogène en argile :

Le tableau suivant donne le volume des recharges nécessaires pour la construction de la digue homogène en argile .

Tableau IV.06. le volume des recharges nécessaires pour la digue

Coupe N°	1	2	3	4	5	6	7	8
Hb (m)	0	2,62	5,08	12,49	8,12	6,82	2,22	0
Bp (m)	5	19,41	32,94	73,695	49,66	42,51	17,21	5
S (m²)	0	31,98	96,37	491,45	221,92	162,01	24,65	0
di (m)	0	109,65	109,65	109,65	109,65	109,65	109,65	0
Recharge	0	2229,7	9293,3	52633,9	23066,4	16494,2	1426,2	0
Sable	0	841,7	971,8	1238,6	1084,6	1119,3	766,7	
Gravier	0	1274,3	1374,8	1498,7	1578,6	1369,1	1129,7	0
Enrochement	0	1397,7	1501,0	1609,5	1770,3	1185,2	1226,8	0,00

B- Barrage Zoné a noyau d'argile :

Le tableau suivant donne le volume des recharges nécessaires pour la construction de la digue zoné a noyau

Tableau IV.07. le volume des recharges nécessaires pour la digue

Coupe N°	1	2	3	4	5	6	7	8
Hb	0	2,62	5,08	12,49	8,12	6,82	2,22	0
Bp	5	19,41	32,94	73,695	49,66	42,51	17,21	5
S	0	31,98	96,37	491,45	221,92	162,01	24,65	0
di	0	109,65	109,65	109,65	109,65	109,65	109,65	0
NOYAU	0	506,87	1324,77	5789,87	2793,06	2103,27	405,19	0
RECHARGE	0	1722,83	7968,53	46844,03	20273,34	14390,93	1021,01	0
GRAVIE	0	635,16	735,65	859,61	939,47	729,94	490,58	0
SABLE	0	1119,23	1718,49	3399,31	2411,32	2197,91	967,98	0

C- Barrage en enrochement avec masque en béton :
Tableau IV.08. le volume des recharges nécessaires pour la digue

Hb	0	2,62	5,08	12,49	8,12	6,82	2,22	0
Bp	5	19,41	32,94	73,695	49,66	42,51	17,21	5
S	0	31,98	96,37	491,45	221,92	162,01	24,65	0
ENRO	0	2533,93	8944,5	50317,91	21910,51	15683,45	1836,67	0
BETO	0,00	269,13	521,82	1282,98	834,09	700,55	228,04	0,00

IV.6. Estimation du cout des variantes :

Le tableau suivant donne le cout des différentes variantes étudiées.

Tableau IV.09. Les couts des différentes variantes étudiées

variante	Matériaux	Quantité(m ³)	Prix unit(DA)	Coût(DA)	Totale(DA)
Homogène	Recharge	50143,7	600	30086220	73808000
	Protection	26624,3	1000	26624300	
	Sable	6022,7	1200	7227240	
	Gravier	8225,2	1200	9870240	
Zoné	Recharge	50220,67	600	30132402	76956630
	Noyau	12923,03	600	7753818	
	Protection	19624,83	1000	19624830	
	sable	11814,24	1200	14177088	
	gravier	4390,41	1200	5268492	
Avec masque	Recharge	61226,97	600	36736182	78759774
	Béton	5836,61	7200	42023592	

IV.7.Conclusion :

D'après l'estimation du coût des différentes variantes, on remarque que les deux types de digues, à Noyau d'argile et homogène, sont les plus économiques.

Le choix de la variante à retenir est le résultat d'une comparaison entre les différentes variantes et d'autres considérations.

D'après le rapport géologique et géotechnique, ainsi que la disponibilité des matériaux le barrage homogène est le plus faisable du point de vue économique et technique.

Chapitre V
Conception Détaillé De
La Digue

Introduction :

Bien entendu, le petit barrage en terre homogène d'EL MA LESSOUED est retenu comme la solution technique adoptée et adéquate aux conditions locales de site du barrage.

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries des barrages en terre sont provoquées par la déformation de filtration, et Quel que soit sa perméabilité, un remblai soumis à une charge d'eau (digue en terre) va se saturer partiellement, c'est pourquoi il faut toujours exécuter un calcul de filtration, donc établir la position de la ligne phréatique dans le massif du barrage, déterminer le gradient hydraulique, et le débit d'infiltration à travers l'ouvrage et le sol de fondation. Les causes peuvent être de différentes origines :

- nature des matériaux de remblai.
- méthodes de compactage et de réalisation de ces remblais.
- méthodes adoptées pour assurer l'étanchéité sous la digue du barrage.
- fiabilité des reconnaissances géotechniques.

L'étude de la stabilité d'un barrage en terre est celle de la stabilité de son talus amont et de son talus aval sur sa fondation. Il n'existe pas de méthode globale permettant de calculer la stabilité d'un tel système sans faire d'hypothèse. Pour arriver à un résultat, on est obligé de se donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement. On prend généralement une surface cylindrique circulaire à axe horizontal, apparaît comme un cercle appelé cercle de glissement dans une coupe vertical de la digue. Cette hypothèse est bien conforme à ce qu'on a pu observer sur les glissements de talus. A partir de cette hypothèse, on découpe le terrain en tranches verticales de faibles épaisseurs juxtaposées et on étudie l'équilibre de l'ensemble. Pour notre cas un barrage enterre dont sa résistance au cisaillement sera fonction de la pression interstitielle et des deux caractéristiques, cohésions et angle de frottement interne. Dans la littérature, il existe plusieurs méthodes de calcul. Nous optons pour la méthode de FELLENIUS.

On dispose donc dans ce chapitre un calcul détaillé des infiltrations à travers le corps debarrage et on va vérifié sa stabilité :

V.1. La coupe type de barrage

La coupe type de barrage est composé de:

- Corp de digue en remblai bien compacté ;
- Deux filtres sont posés (filtre grossier et filtre fin d'épaisseur 1 m chaque) dans le talus amont sous la couche d'enrochement. Et le deuxième autour de drans tubulaire;
- une protection en enrochement d'épaisseur 1,14 m au parement amont.
- une protection en gravier au parement aval et au niveau de la crête.

V.2.Calcul des filtres

La nécessité de placer des filtres entre des sols de granulométrie très différente est une pratique normale dans l'ingénierie. Les particules plus fines du sol peuvent être entraînées par

les forces de filtration et produire le phénomène de renard. Pour éviter ce phénomène, on protège le sol soumis au flux d'eau.

Ces filtres peuvent être situés :

- Entre deux couches du sol adjacentes dont les granulométries sont assez différentes pour que les éléments de l'un des sols puissent migrer dans l'autre sol ;
- Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituant les drains;
- A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai ;
- Sous et au-delà du pied aval du barrage ;
- Sous les recharges drainantes.

Les filtres peuvent être constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer.

De nos jours, on remplace souvent ces filtres granulaires naturels ou concassés par des géotextiles issus de l'industrie du textile et se présentent en rouleaux de longueur variable offrant ainsi l'avantage d'être économique et une facilité de mise en oeuvre par rapport aux filtres à base de plusieurs couches de matériaux calibrés.

V.2.1 Règles générales de dimensionnement des filtres

La référence usuelle en la matière est celle des règles de Terzagui. Elles s'énoncent comme suit :

Soit d_x la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre $x\%$ en poids dépassant lors du tamisage granulométrique. Soit D_x celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

➤ Critères de conception

$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{85}^{sol}} \leq 4 \div 5$: Condition d'entraînement des particules fines pour le phénomène de renard ;

$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{15}^{sol}} > 4 \div 5$: Condition de perméabilité ;

$\frac{D_{50}^{filtre}}{d_{50}^{sol}} < 25$: Condition de parallélisme des courbes granulométriques ;

$\frac{D_{60}^{filtre}}{D_{10}^{filtre}} \leq 20$: Condition d'uniformité du filtre.

V.1.3. Détermination du fuseau granulométrique du filtre

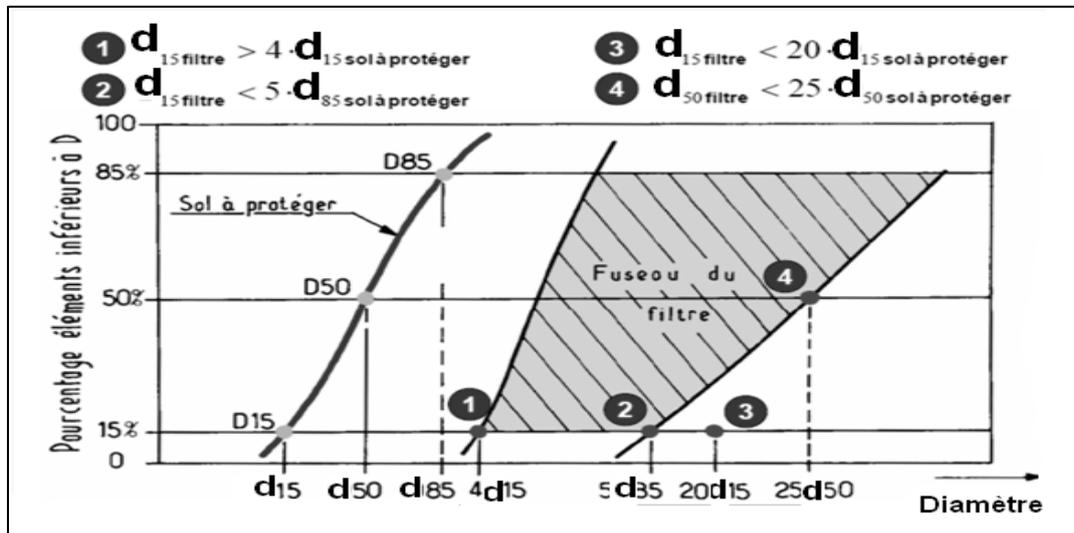
Généralement le choix du filtre doit répondre aux critères de TERZAGUI :

$$\frac{d_{15\text{filtre}}}{d_{15\text{solprotéger}}} > 4$$

Associer à la condition citée en équation ci-dessus, l'US Bureau of réclamation préconise les relations suivantes :

$$\frac{d_{15\text{filtre}}}{d_{85\text{solprotéger}}} < 5 \quad ; \quad \frac{d_{15\text{filtre}}}{d_{15\text{solàprotéger}}} < 20 \quad ; \quad \frac{d_{50\text{filtre}}}{d_{50\text{solprotéger}}} < 25$$

Cette figure montre la méthode pour tracer le fuseau du filtre :



Source : photocopié Mr. M.K.MIHOUBI, Calcul d'infiltration.

Figure V.1 : Principe graphique de détermination de fuseau granulométrique d'un filtre

➤ **Filtre 01 :**

En tenant compte des règles suivantes :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \quad (IV.1)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \quad (IV.2)$$

Avec :

D_{50} : diamètre de filtre

D_{15} : diamètre du sol à protéger.

La première couche de filtre est entre le Corps du barrage et la première couche de drain à des limites suivantes :

$$- \quad 0.307\text{mm} < D_{15} < 0.317\text{mm} \quad -0,505\text{mm} < D_{50} < 0.643\text{mm}$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$\begin{aligned} D_{15} &= 0.312\text{mm} \\ D_{50} &= 0.574\text{mm} \end{aligned}$$

A- Vérification de la condition d'absence du phénomène de renard

L'exigence primordiale aux sols des filtres est qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du phénomène de Renard.

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1+0.05\eta) \cdot \frac{n}{1-n} \quad (\text{V.3})$$

D'où :

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10}$.

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$.

$n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux.

$n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

Pour qu'il n'y a pas le phénomène du Renard il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} (1+0.05 \eta) \frac{n}{1-n} \quad (\text{IV.4})$$

Tableau V.1. Les valeurs de la courbe granulométriques de F_1 :

Di	D17	D10	D15	D20	D50	D60	D80	D100
Valeur(mm)	0,312	0,274	0,312	0,349	0,574	0,648	0,835	0,948

AN : $\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 2,8$ coefficient d'hétérogénéité ;

$n = 0,4 - 0,1 \cdot \log \eta = 0.41$;

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.72 > 0.29$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de phénomène de RENARD dans ce cas.

B- Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \quad (\text{V.5})$$

Avec :

D_{15} : Diamètre de filtre.

d_{85} : Diamètre du sol à protéger.

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.312}{0.835} < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

L'épaisseur minimale des couches des filtres inversés est donnée par :

$t_{\min} \geq (0,2 - 0,5) D_{85}$

$$t_{\min} = 0,2$$

➤ **filtre 02 :**

En tenant compte des règles suivantes :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$$

Avec :

D_{50} : diamètre de filtre

D_{15} : diamètre du sol à protéger.

La première couche de filtre est entre le Corps du barrage et la première couche de drain à des limites suivantes :

- $0.008\text{mm} < D_{15} < 0.032\text{mm}$
- $0,03\text{mm} < D_{50} < 0.037\text{mm}$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0.02\text{mm}$$

$$D_{50} = 0.033\text{mm}$$

A- Vérification de l'absence de RENERAD dans le sol des filtres :

L'exigence primordiale aux sols des filtres est qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du phénomène de Renard.

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1+0.05\eta) \cdot \frac{n}{1-n}$$

D'où :

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10}$.

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \log \eta$.

$n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux.

$n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

Tableau V.2 . Les valeur de la courbe granulométriques de F_2 :

Di	D_{17}	D_{10}	D_{15}	D_{50}	D_{60}	D_{85}	D_{100}
Valeur (mm)	0,028	0,01	0,026	0,037	0,048	0,067	0,0948

AN : $\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 4,8$ coefficient d'hétérogénéité ;

$n = 0,4 - 0,1 \cdot \log \eta = 0.41$;

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.64 > 0.32$$

La condition de est vérifiée donc il n y a pas de phénomène de RENARD dans ce cas.

B- Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

D_{15} : Diamètre de filtre.

d_{85} : Diamètre du sol à protéger.

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.026}{0.067} < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

V.3. La clé d'ancrage :

La profondeur de la clé d'encrage est exécutée jusqu'à 5 mètre .On détermine les dimensions du dispositif de l'ancrage par le calcul, et on les corrige d'après les conditions des exécutions des travaux en cas d'utilisation de procédés mécanisés. L'épaisseur de élément (clef d'ancrage) est égale (3-4) m, prend les talus ($m_1=m_2=1/1$)

V.4. Protection de la Crête :

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compacté (une couche de grave argileuse compactée). Pour le barrage homogène, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante les matériaux de la couche de crête.

Pour assurer une bonne stabilité, conserver contre la dégradation; en utilisant deux couches de gravier :

- La première couche : $d=10-20$ épaisse de 10 cm.
- La deuxième couche : $d=40-60$ épaisse de 20 cm.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêche toutes stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de (3 à 4) % qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé)

V.5. Etude des infiltrations

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries des barrages en terre sont provoquées par la déformation de filtration, et Quel que soit sa perméabilité, un remblai soumis à une charge d'eau (digue en terre) va se saturer partiellement, c'est pourquoi il faut toujours exécuter un calcul de filtration, donc établir la position de la ligne phréatique dans le massif du barrage, déterminer le gradient hydraulique, et le débit d'infiltration à travers l'ouvrage et le sol de fondation.

V.5.1. Objectif de calcul d'infiltration :

L'objectif de cette partie est de déterminer :

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

V.5.2. Détermination de la ligne de saturation

On appelle ligne phréatique à travers le corps de la digue, la ligne correspondante à la pression hydrostatique nulle. Cette ligne est parfois appelée improprement ligne de saturation située au-dessus de la ligne phréatique à une distance correspondante à l'élévation capillaire de l'eau de saturation.

Le tracé de la ligne phréatique est nécessaire pour la détermination des débits de fuite à travers le corps de la digue afin d'apprécier les risques d'émergence de l'eau particulièrement très dangereux le long du talus aval.

➤ Hypothèses de calcul de la ligne de saturation

Il s'agit tout d'abord de déterminer la ligne de saturation dont le calcul suppose les hypothèses suivantes :

- Que le sol est homogène et isotrope, c'est-à-dire que la perméabilité horizontale est identique à celle verticale.
- Que la ligne de saturation suit la loi de la parabole de Kozeny.
- Que le calcul se fera pour la section critique de la digue.

➤ Tracé de la ligne de saturation

Kozeny a montré que dans un barrage en terre homogène non drainé, la ligne de saturation peut être assimilée sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer o est situé au pied du parement aval du barrage. L'équation de cette parabole s'écrit :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad (V.7)$$

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d^2$$

Où:

d : Largeur en base du noyau diminuée .

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont. $h = 8,87 \text{ m}$;

$$d = B - 0,7.b$$

B : La largeur en base

$b = 28,55 \text{ m}$ (Déterminé graphiquement)

$$d = 50,3 \text{ m}$$

$$y_0 = 0,78 \text{ m}$$

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

$$y^2 = 0,61x + 1,56$$

La parabole coupe le plan d'eau en un point A. Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny on raccorde celle ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole. En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point (D) sensiblement situé à une distance de a.

$$a = \frac{y_0}{2} \quad (V.8)$$

$$a = 0,39$$

Tableau V.3. Coordonnées de la parabole de Kozeny.

x	-0.39	0	5	10	20	30	40	50,3
y	0	0,78	2,67	4,02	5,64	6,88	7,93	8,87

- **Détermination de la position de C1**

La ligne phréatique coupe le talus aval en un point à une distance « a » du foyer « o » et une distance « a + Δa » du point d'intersection de la parabole de KOZENEY avec le talus aval. Donc Le point d'intersection de la parabole avec la face aval du barrage est déterminé par l'équation polaire suivante :

$$\rho = y_0 / (1 - \cos \alpha)$$

Avec : ρ : rayon polaire

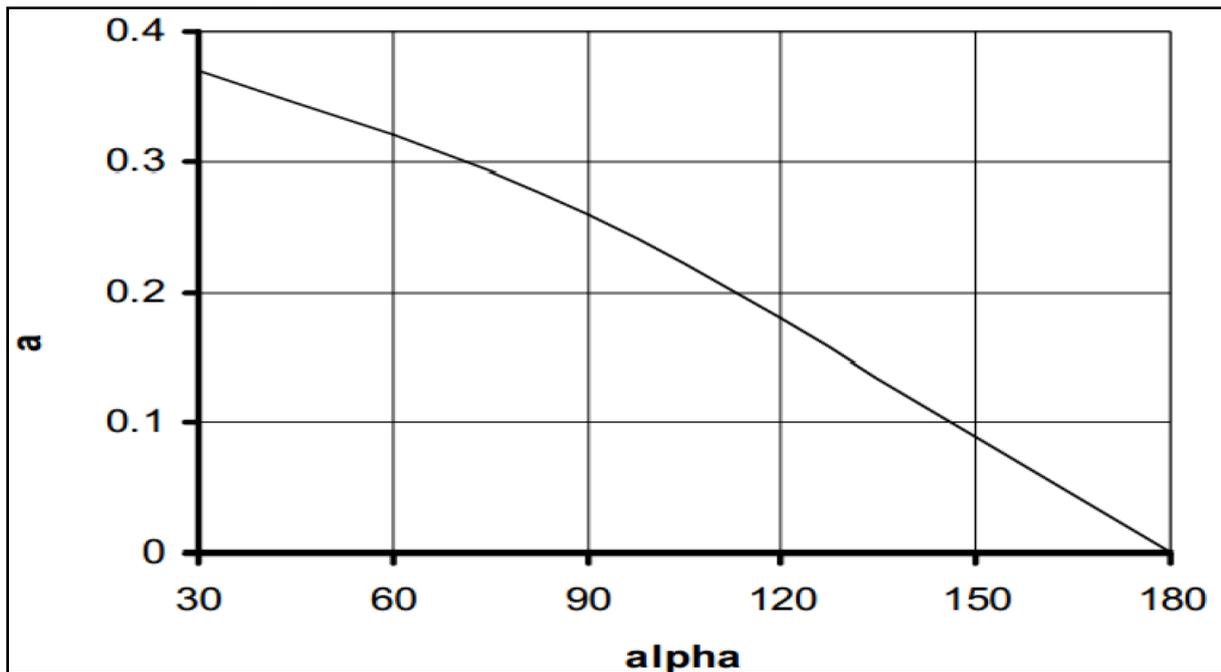
α : angle de face aval du noyau avec l'horizontale. (α = 56.97)

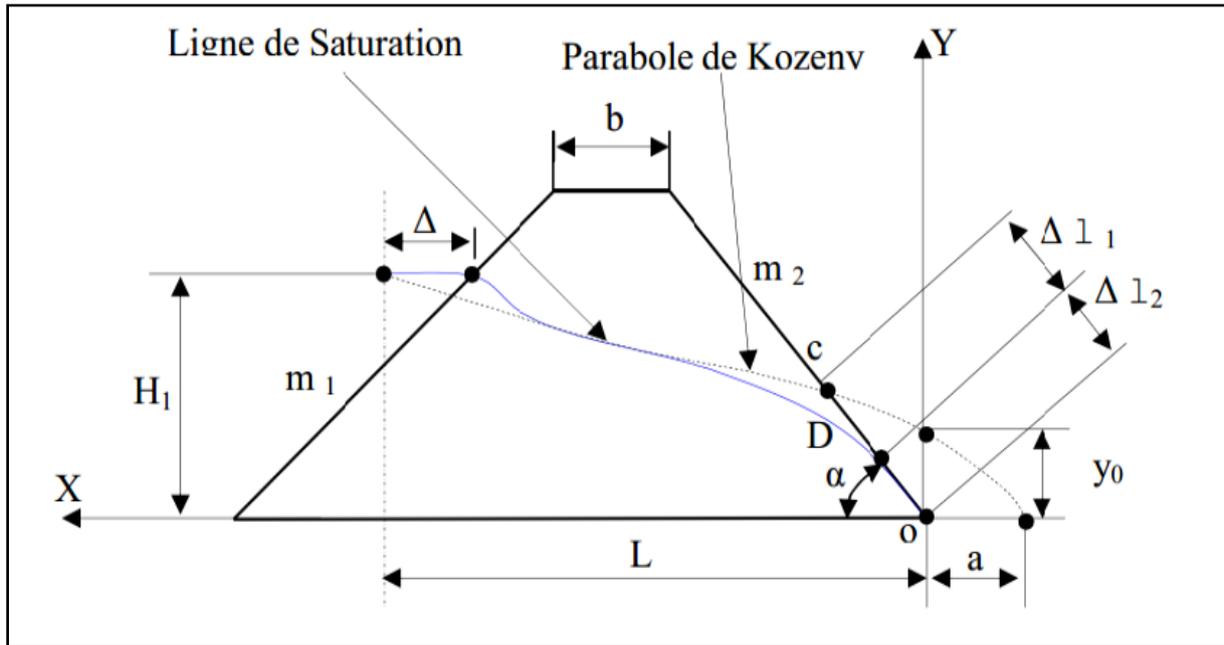
Nous aurons alors :

$$a + \Delta a = y_0 / (1 - \cos \alpha)$$

$$a + \Delta a = 0.78 / (1 - \cos 24) = 9.02$$

A partir de l'abaque de CASAGRANDE, et en fonction de la l'angle α , on détermine $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$ comme montre la figure suivante :


Figure IV.2 courbe de Casagrande pour la détermination du paramètre alpha



Source : (Techniques des barrages en aménagement rural)

Figure IV.3 Correction de la ligne de saturation avec le parement aval

On a : $\alpha = 24^\circ$ $\rho = a + \Delta a = 9.02$ $\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0.38$

D'après la résolution des deux équations suivantes :

$$\rho = a + \Delta a = 9.02$$

$$\Delta a = 0,38 * (a + \Delta a)$$

$\Delta a = 3.42 \quad a = 5.59$

V.5.3 Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite)

Le débit de fuite à travers le barrage est déterminé par la formule suivante :

$$q_n = K.I.A \quad (V.9)$$

Où :

q_n : débit d'infiltration (m³/s/ml).

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité.

A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dx}{dy}$ et : $A = y.I$

Donc : $q_n = K.y \frac{dx}{dy}$, Avec : $y \frac{dx}{dy} = y_0$

D'où :

$$q_n = K . y_0$$

Sachant que : $K = 2,37 \times 10^{-8} \text{ m/s}$

On a :

$$q_n = 1,85 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

Le débit total à travers de la digue sera :

$$Q = q_n \cdot L \quad \text{pour } L = 765,75 \text{ m}$$

AN :

$$Q = 1,42 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit de perte en une année sera :

$$Q_{an} = 44,78 \text{ m}^3/\text{an.}$$

Cette valeur de débit de fuite est sensiblement négligeable par rapport au volume d'eau stocké.

V.5.4. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

- **Corps du barrage**

La résistance d'infiltration du sol est donnée par :

$$I = \frac{DH}{l} \leq I_{adm} \quad (\text{V.10})$$

Ou :

ΔH : perte de charge à travers le barrage ; $\Delta H = 8,87\text{m}$ et $l=77,4\text{m}$

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau V.8.

Donc pour notre cas $I_{adm} = 1,25$

$$I = 0,12 \leq I_{adm}$$

Donc La résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

- **Fondation**

Le débit d'infiltration à travers la fondation est donné par la loi de Darcy :

$$q_n = K \cdot I \cdot A \dots (\text{IV.09})$$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité. ($3,01 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$)

I : Gradient hydraulique qui est donné par:

$$I = H/Lb (\text{IV.10})$$

H : charge d'eau dans retenue ;

A : Section d'infiltration par unité de longueur $A=T \cdot Lb$

Lb : L'emprise de barrage $Lb=70,75 \text{ (m)}$;

T : Profondeur du sol de fondation perméable ($T=4 \text{ m}$)

Les résultats sont présentés dans le tableau V.03 :

le tableau V.04 :Le débit d'infiltration a travers la fondation

Hb	I	K	q	Q
12.49	0.123	$1. 10^{-5}$	$3.39.10^{-4}$	0,024

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante vérifiée :

$$I_f < \frac{I_c}{K_s} \quad (V.11)$$

I_c : gradient d'infiltration critique donne par le tableau

K_s : coefficient de sécurité déterminée d'après le tableau

Tableau V.5. Le gradient d'infiltration critique

sol de fondation	Argile	Limon	Sable grossie	Sable moyen	Sable fin
I_{cr}	1.20	0.65	0.45	0.38	0.29

Tableau V.6. Le coefficient de sécurité en fonction de la classe de l'ouvrage

La classe de l'ouvrage	I	II	III	IV
K_s	1.25	1.20	1.15	1.10

Avec :

$$I_f = \frac{DH}{L+0.88T_c} \quad (V.12)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation(2m)

H : charge d'eau (8.87m).

L : longueur la base du barrage (765.75).

$$I_f = \mathbf{0.115}$$

$$\frac{I_{cr}}{K_s} = \mathbf{0,59} \geq I_f$$

D'ou La résistance d'infiltration de la fondation est vérifiée.

V.5.5.Conclusion

D'après les résultats de calcul des infiltrations à travers le corps de barrage, on constate que la résistance aux infiltrations assuré et cela va influencer positivement sur la stabilité de tout le barrage .

V.6. Calcul de stabilité :

L'étude d'un projet de digue en terre nécessite la vérification de la stabilité de l'ouvrage aux principaux stades de sa réalisation, et notamment lorsque ses conditions de service sont les plus défavorables, c'est-à-dire lorsque l'eau de la retenue atteint son niveau maximal. L'étude de stabilité correspondante comporte généralement l'étude de l'écoulement permanent à travers la digue et sa fondation et l'étude de stabilité en rupture circulaire du talus aval, cette dernière étant faite à partir des contraintes effectives et prenant en compte les pressions interstitielles obtenues à partir de l'étude d'écoulement.

V.6.1. Généralité sur la stabilité des barrage :

La stabilité des barrages en terre est étudiée au moyen des méthodes utilisées plus généralement pour l'étude des pentes en mécanique des sols les plus courantes sont celles de Fellenius, Bishop, Spencer, Janbu, la méthode dite des coins. Toutes sont des méthodes d'équilibre de forces, dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces résistantes, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies. Un facteur qui influe très fortement sur la stabilité est la pression interstitielle qui peut s'installer de façon durable dans le remblai :

- en raison des écoulements permanents à travers le remblai;
- en conséquence des variations de contraintes, résultant de la construction, d'une vidange rapide, ou bien de séismes.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

- Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

a-1. Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

a-2. Glissement en cascade.

a-3. Glissement, puits renard :

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.

- l'instabilité mécanique en fondation.

V.6.2. Conséquences de l'instabilité des talus

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuite (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte de caractéristiques géotechnique des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- **Etat normal en service (Talus aval) :** le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités ;
- **Fin de construction (Talus amont et aval):** pas encore d'action de la retenue, mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées ;
- **Vidange rapide (talus amont):** après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont ; ce cas est souvent dimensionnant pour le talus amont ;

La vérification des talus du barrage par la méthode grapho-analytique consiste a déterminer le coefficient de stabilité « K », qui est le rapport des moments des efforts de stabilité sur les moments des efforts de basculement (forces motrices), par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau V.5.

Tableau V.7. : Coefficient de stabilité admissible des talus

Combinaison des charges Et des actions	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
	I	II	III	V
Fondamentales	1,30-1,20	1,20-1,15	1,15-1,10	1,10-1,05
Singulières	1,10-1,05	1,10-1,05	1,05	1,05

Source : (technique des petit barrage,2003)

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

V.3.3 Ordre de calcul (Méthode de Fandeer) :

- Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle de 85° par rapport à la ligne du talus.
- Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b=12.49m$).

(K_1-K_2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau.

Tableau V.8: valeurs de K1 et K2

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
K1=R1/Hb	0.75	0.75	1	1.5	2.2	3
K2=R2/Hb	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

Pour notre cas :

Tableau V.9: valeurs de K1 et K2 choisis

Talus	Pente de talus	K1	K2	R1	R2
Aval	3	1	2,3	12,49	28,72
Amont	2,5	0,875	2,02	10,92	25,22

- Le centre des rayons étant le point « B ». L'intersection des rayons R1 ; R2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles.
- On trace ensuite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est-à-dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à côté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »
- On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0.1R$,
- on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la section « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort de séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- Composante normale (forces stabilisatrices) : $N= G_n \cos \alpha$
 - Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T= G_n \sin \alpha$
- Avec : α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

V.6.4. Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

a- Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit :

$$G_n = b (\gamma_1 .h_1 + \gamma_2 .h_2 + \gamma_3 .h_3)$$

h_1 , h_2 , h_3 : hauteurs 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;

b : largeur de la tranche.

b- Force de pression interstitielle :

Dans le cas ou le barrage est à son niveau normal dans la retenue (NNR).

$$P = U . dl = \gamma_w . h . dl$$

U : Pression interstitielle;

dl : Longueur de l'arc délimitant la base de la tranche;

γ_w : Poids volumique de l'eau $\delta_w=10\text{KN/m}^3$;

h : Hauteur de la tranche.

c- Forces de cohésion :

$$F_c = c . dl.$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

d- Forces dues au séisme :

$$T = a . G_n$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

IV-3-5 Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ Les forces stabilisatrices :

a. Force de frottement :

$$F_1 = N n \text{tg } \varphi - U \text{ dl tg}\varphi.$$

Avec :

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b. Force de cohésion :

$$F_c = c \, dl$$

Avec :

$$dl = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot B_i}{360}$$

R : rayon de la courbe de glissement;

Bi : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement;

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N_n - U \, dl) \, \text{tg} \varphi + c \, dl] \, R.$$

➤ Les forces motrices :

 Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique (N_t), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n$$

IV-6-6 Calcul du coefficient de sécurité par FELLENIUS pour les différents types de fonctionnement :

 Le coefficient «**Ks**» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de la retenue.

A- Retenue pleine :

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - p_i) \text{tg} \varphi_i + \sum C_i \, dl}{\sum G_n \sin \alpha_n} \geq K_{adm}$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - p_i) \text{tg} \varphi_i + \sum C_i \, dl}{(1/R) \sum G_n \cdot a_n \cdot dn_i} \geq K_{adm}$$

 K_{ss} : Coefficient de sécurité sans séisme ;

 K_{as} : Coefficient de sécurité avec séisme.

B- Retenue vide (fin de construction) :

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \text{tg} \varphi_i + \sum C_i \, dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\text{tg} \varphi_i) + \sum C_i \, dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm}$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \text{tg} \varphi_i + \sum C_i \, dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i \cdot a \cdot dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\text{tg} \varphi_i) + \sum C_i \, dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i \cdot a \cdot dn_i)} \geq K_{adm}$$

C- Vidange rapide :

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm}$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm}$$

Tableau IV.10 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité FELLENUM	
		Sans séisme (K _{ss} =1,1-1,15)	Avec séisme (K _{ss} =1,05)
Fin de construction	Rayon du cercle	Talus aval	
	R=24,88	1,81	1,04
	R=30,77	1,95	1,36
	R=26,25	1,97	1,18
Retenue normale	Cercle de glisse	Talus aval	
	R=	1,76	1,34
	R=	1,93	1,21
	R=	1,43	1,43
Vidange rapide		Talus amont	
	R=28,42	1,61	1,21
	R=24,92	2,86	1,56
	R=34,68	2,32	1,85

Conclusion :

On remarque d'après les résultats obtenus dans le tableau IV.14 que les coefficients de sécurité minimum calculés pour les différents cas de sollicitation sont strictement supérieurs aux coefficients de sécurité admissibles, ceci pour les cas avec séisme ou sans séisme.

Donc, on conclue que la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

Chapitre VI
Etude Des Ouvrages
Annexes

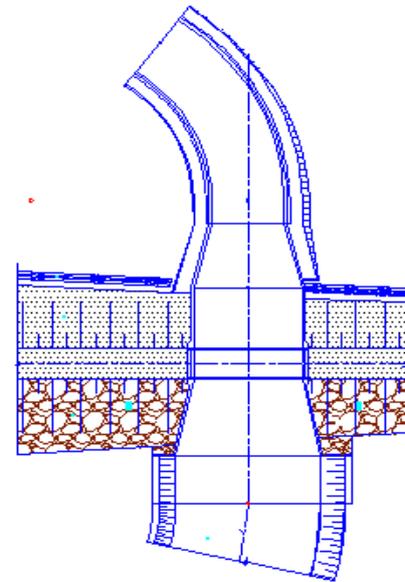
Introduction :

Pendant d'élaboration d'un projet de la retenue formée par un barrage fixe, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenant à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue seront.

- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de la dérivation provisoire.

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre retenue.



VI .1.La dérivation provisoire

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue pouvant provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux. Il est accompagné le plus souvent (sauf dans le cas d'un canal) d'un batardeau amont jouant le rôle d'un amortisseur de crues et facilitant en même temps l'acheminement des eaux vers la dérivation provisoire et un batardeau aval permettant l'empêchement de retour d'eau vers le chantier. Et pour des raisons économiques on va intégrer la vidange du fond ainsi que la prise d'eau avec la dérivation qui va devenir une galerie visitable par la suite.

VI .1.1.Le choix de type d'ouvrage de dérivation provisoire

Les caractéristiques de la rivière et du site à implanter influence considérablement sur le choix de l'ouvrage de dérivation, telle que la topographie, la géologie, la disponibilité des matériaux de construction, et le cout de construction. Ainsi que l'incidence des problèmes pendant sa réalisation, la coupure de la rivière, le type de barrage à aménager. Le choix de cet ouvrage peut être aussi lié à la disposition des ouvrages annexes. Certes, ces ouvrages sont, par nature, provisoire mais ils peuvent être conçus, afin d'être partiellement ou totalement incorporé aux ouvrage définitive (prise d'eau, vidange de fond...). Il existe plusieurs types de dérivation :

➤ **Galerie de dérivation :**

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites.

➤ **Conduite de dérivation :**

La conduite de dérivation sous le remblai est préférée en vallées plus larges, à fond plat, ou lorsque la roche est de très mauvaise qualité pour qu'on y fore économiquement une

galerie. L'avantage commun de ces deux ouvrages se résume par l'aspect économique qu'ils jouent, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond).

➤ **Canal de dérivation :**

Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges ou les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.

En fonction des conditions topographique, géologiques, géotechniques et hydraulique, on choisira :

Une dérivation conduite associé avec deux batardeaux, sur la rive gauche de l'Oued.

VI .1.2. Dimensionnement de la dérivation

VI .1.2.1. Le choix de la crue de dimensionnement

En réalité, il n'existe aucune loi ou règle qui définissent le choix de la crue avec laquelle se dimensionne l'ouvrage de dérivation provisoire. Car le choix se fait par calcul d'optimisation dans le but de minimiser les coûts de construction de l'ouvrage, et celui des dommages qui peuvent résulter d'une sous-estimation du projet non seulement au niveau des travaux de construction mais aussi pour les ouvrages et installations situés à l'aval en cas de rupture soudaine.

En Algérie, le dimensionnement se fait par les crues dont la période de retour varie entre 5 et 10ans. Vu tous ces paramètres qui interviennent dans la détermination de cette crue, on opte pour une crue de 5 ans, dont son débit maximum est :

$$Q_{\max} = 12 \text{ m}^3/\text{s}.$$

VI .1.2.2. Calcul d'optimisation

Le calcul est effectué par une méthode qui est basée sur la détermination des volumes du batardeau et de la galerie ainsi que sont équivalents en béton, ensuite tracé la courbe d'optimisation pour déterminer le diamètre optimal.

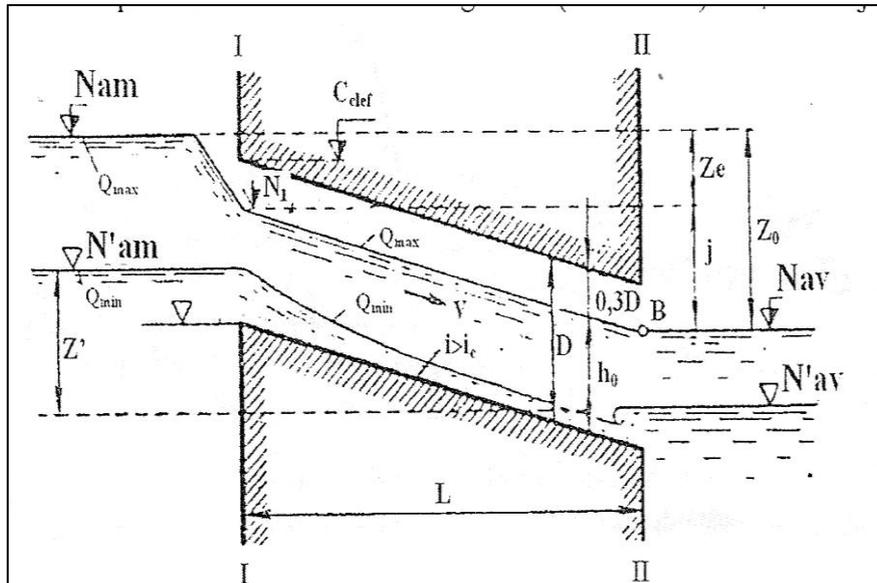
Pour assurer un écoulement à surface libre dans la galerie, les dimensions doivent être telles que la hauteur d'eau pour la crue de projet soit comprise entre 0,7 et 0,8 fois la hauteur de la galerie, mais ils peuvent parfois s'éloigner des dimensions optimales du point de vue hydraulique, afin de permettre l'utilisation de coffrage ou de vannes normalisés.

➤ **Hypothèses de calcul**

- Ecoulement uniforme ;
- Pertes de charges sont calculées à l'aide de la formule de CHEZY.

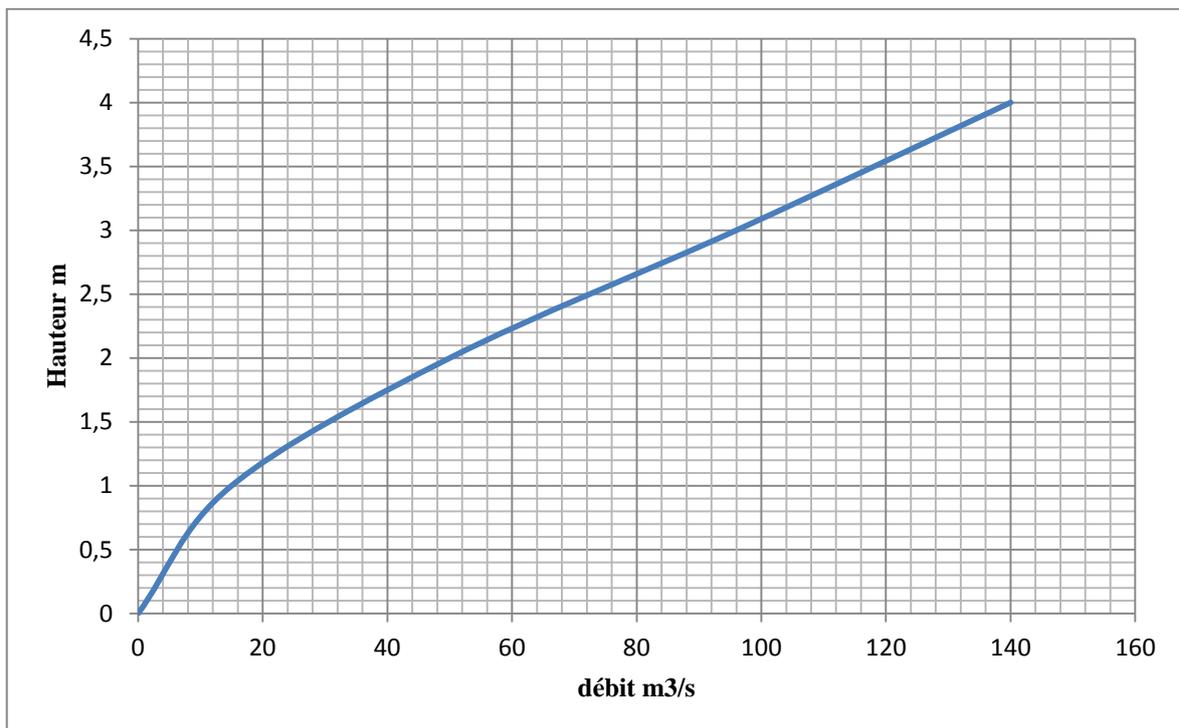
Sur un plan topographique, on positionne la digue, les batardeaux, l'axe de la dérivation et les ouvrages d'entrée et de sortie pour avoir la longueur réelle.

La courbe de tarage nous donne les niveaux aval correspondants aux débits maximum .Le schéma suivant nous donne les différents paramètres pour cette méthode.



Source : conception de ouvrages annexe (Mr HASSANE)

Figure VI.1 : Coupe longitudinale de la galerie de dérivation provisoire



Source : ANBT d'Alger

Figure VI.2 : courbe de tarage

Pour $Q_{max} = 12m^3/s$ $h_{av} = 0,9 m$ et $Q_{min} = 8m^3/s$ $h_{av} = 0,6 m$

Tableau VI.1 : Calcul d'optimisation de la dérivation provisoire

		Formules					
Paramètres hydrauliques	Diamètre	D (m)	2	2,5	3	3,5	4
	Section du tunnel	A (m ²)	3,14	4,906	7,065	9,61	12,56
	Profondeur de remplissage	$h_o = 0,7D$ (m)	1,4	1,75	2,1	6,72	8,8
	Section mouillée	$A_1 = 0,74.A$ (m ²)	2,32	3,63	5,21	7,1114	9,2944
	Rayon hydraulique	$R_h = 0,3D$ (m)	0,6	0,75	0,9	1,05	1,2
	Coefficient de Chezy	$C = 1/n R^{1/6}$	65,59	68,08	70,18	72,00	73,62
	Vitesse moyenne	$V = Q_{max}/A_1$	5,17	3,31	2,30	1,69	1,30
	Pente	$i = V^2/C^2R$	0,01	0,003	0,001	0,0007	0,0005
	Perte de charge linéaire	$h_l = i.l$ (m)	1,5	0,45	0,15	0,105	0,075
	Perte de charge à l'entrée	$Z_{entr} = V^2/2gj^2$ (m)	1,68	0,69	0,33	0,18	0,11
	Perte de charge totale	$Z_o = Z_{entr} + h_l$ (m)	3,18	1,14	0,48	0,28	0,18
	Niveau amont pour Q_{max}	$N_{am} = Nav + Zo$	1090,18	1088,14	1087,48	1087,3	1087,18
	La cote de niveau d'eau à l'entrée de tunnel	$N_I = N_{am} - Z_{entr}$ (m NGA)	1088,50	1087,45	1087,15	1087,1	1087,08
Cote du seuil	$C_s = N_I - h_o$	1087,10	1085,70	1085,05	1080,4	1078,28	
travaux Calcul des volumes des	Hauteur du batardeau(m)	$H_{bat} = N_{am} + R - C_f$	4,18	2,14	1,48	1,28	1,18
	Section du batardeau	$F_{bat} = (2b + 2mH_{ba})$	372,02	191,53	132,46	114,56	105,61
	Longueur moyenne du batardeau	L^b_{moy} (m)	181,97	175,88	164,32	157,9	146,23
	Volume du batardeau	$V_{bat} = L * F$ (m ³)	67696,5	33686,3	21765,8	18089	15443
	Conversion en volume de béton	$V'_{bat} = 0,1 Vt$	6769,65	3368,63	2176,58	1808,9	1544,3
	Volume d'excavation du tunnel	$V_{tun} = L * A$	571,386	862,8673	1160,92	1517,4	1836,6
	Conversion en volume de béton	$V'_{tun} = 1,5 V_{bet}$	857,079	1294,301	1741,38	2276,1	2755
	Volume total des travaux	V'_{tot}	7626,73	4662,931	3917,96	4085	4299,3

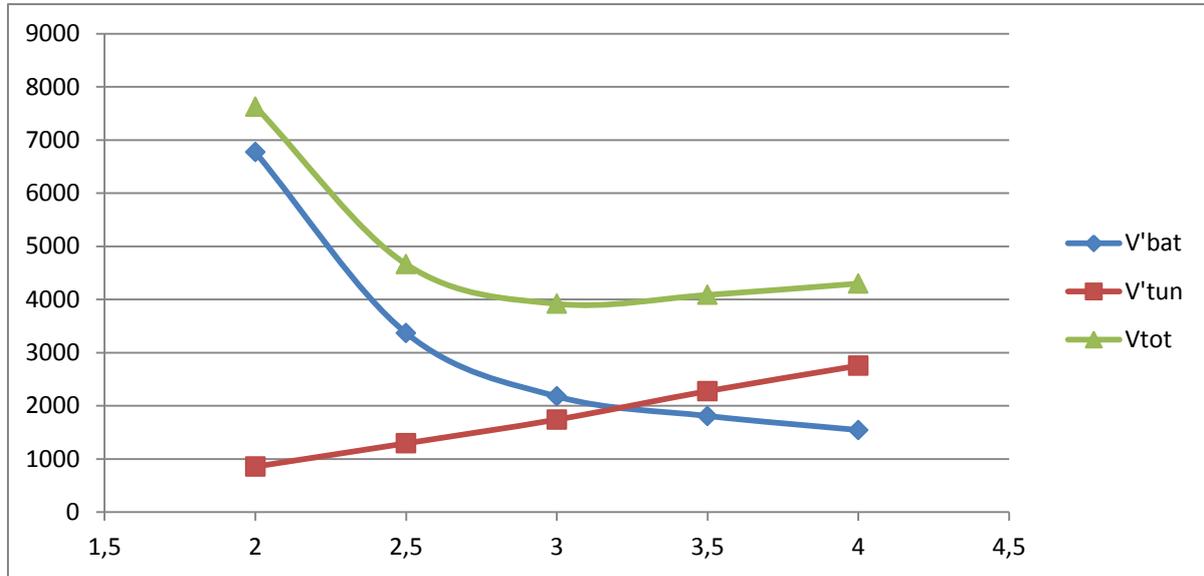


Figure VI .3 : courbe d’optimisation de la dérivation provisoire

D'après la courbe d'optimisation on remarque que le diamètre optimum est égal à 3,2m ce qui correspondant à une hauteur du batardeau égal à 1,40m. On estime que la hauteur du batardeau obtenue est raisonnable vu la hauteur du barrage qui est importante ($H_b=12m$).

VI .1.3.Dimensionnement du batardeau

Le batardeau est prévu d’être de même type que la digue, alors il est construit de remblai homogène.

VI .1.3.1.Calcul de la revanche du batardeau

Le calcul de la revanche sera fait avec les formules, MALLETT et PAQUANT (II.65), STEVENSON GAILLARD (II.66), et La Formule Simplifié (II.67), avec $F= 0,07$.

TableauVI .2: Résultat de calcul de la revanche

Formule	R (m)
MALLETT et PAQUANT	0,59
STEVENSON GAILLARD	0,50
Formule Simplifié	0,56

On opte pour celle de STEVENSON GAILLARD car elle donne des résultats proche de la moyenne, D’où

$$R_{bat} = 0,5m.$$

VI .1.3.2.Calcul de la largeur en crête du batardeau

Le calcul de la largeur sera fait avec les formules, KNAPPEN (II.69),EF PREECE (II.70), PRATIQUE (II.71), SIMPLIFIEE(II.72).

Tableau VI .3 : Résultat de calcul de la largeur en crête

Formule	$b_{cr}(m)$
KNAPPEN	2,16
EF PREECE	2,33
PRATIQUE	1,5
SIMPLIFIEE	2,29

On opte pour la formule PRATIQUE car elle donne des résultats proche de la moyenne, D'où $b_{bat}= 1,5m$.

VI .1.3.3. Construction du batardeau

On construit le batardeau comme suit :

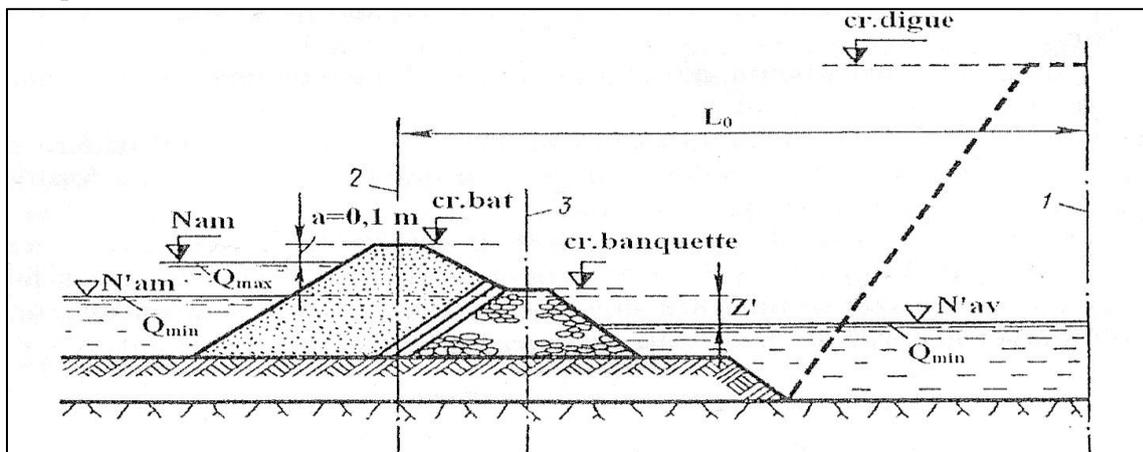
- Construction d'une banquette en béton ;
- Réalisation d'un filtre inverse (son rôle d'empêcher le retour d'eau) ;
- Remblayage du batardeau.

La coupure du cours d'eau ce fait en période d'étiage (Q_{min}), Dans ce cas on considère qu'au moment de la coupure complète du cours d'eau par la banquette, la chute

$$Z' = N'_{am} - N'_{av} \tag{VI.1}$$

➤ La condition de $Z' < 2m$ doit être vérifiée.

Pour déterminer Z' , il faut remplacer dans le tableau précédent la valeur de Q_{max} par Q_{min} pour le calcul de vitesse et, On trouve finalement $Z' = 0,112m$, condition vérifiée.

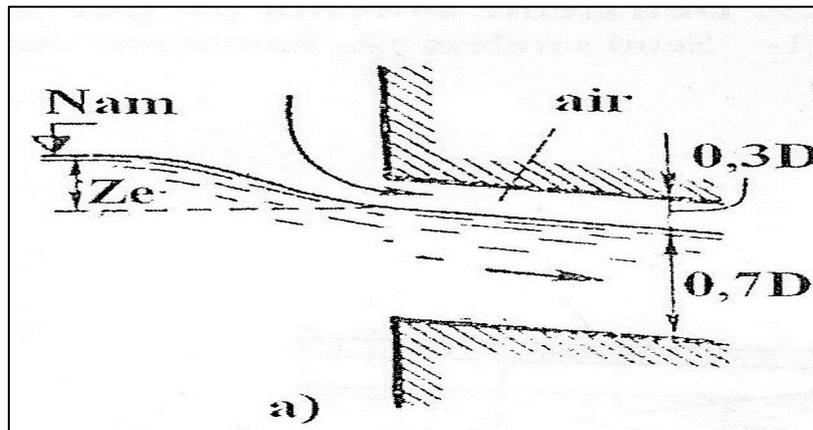


Source: Polycopié Mr. Hassen

Figure VI.4:Batardeau amont

➤ **LE Portail d'entrée du batardeau**

Comme la condition est vérifiée on utilise le schéma de portail d'entrée suivant :



Source: Polycopié Mr. Hassen

Figure VI.5: Orifice d'entrée du portail

VI.2.Ouvrage d'évacuateur de crues :

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans crée d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

VI.2.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue :

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. les difficultés de réalisation.
3. les exigences typographiques du site.
4. les exigences géologiques du site.
5. la facilité d'entretien.
6. la facilité de modification.
7. le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories (CGB, 1987) selon les principes type :

- a. l'évacuateur à écoulement libre.
- b. L'évacuateur par puit noyé.

VI.2.2. Différents types des évacuateurs de crues.

➤ **Les évacuateurs de crues de surface ou latéral :**

Les déversoirs à seuils libre se révèlent la meilleure option en terme de fiabilité, simplicité, sécurité, coûts de construction et maintenance. Ils ne nécessitent aucune intervention humaine pour leur fonctionnement et ne sont donc pas susceptible de tomber en panne en cas de crue, ou bien de s'ouvrir intempestivement en période normale. L'évacuateur

de surface est le plus répandu en raison de sa facilité d'implantation et ses avantages hydrauliques, on distingue :

➤ **Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal :**

L'Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal a un seuil disposé face à la rivière l'écoulement ne change pas de direction. Il présente les avantages suivants:

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet, ainsi que la facilité de réalisation.
- Le coût de réalisation est peu élevé.

Cependant, ils ne permettent aucune maîtrise du débit déversé (et donc des variations de débit à l'aval), ils exigent donc une protection telle qu'un dissipateur d'énergie en aval.

➤ **Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral :**

L'évacuateur est à entonnement latéral lorsque le seuil est disposé parallèlement à la rivière :l'écoulement change de direction à 90°.

Lorsque le débit de crue est important, le seuil est en principe très long, ce qui conduit en général à choisir ce type d'évacuateur.

L'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral présente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

➤ **Les évacuateurs vannés de fond ou de demi fond :**

Les évacuateurs de crues de demi-fond ou de fond comportent une partie verticale en forme de puits qui se prolonge par une galerie ou une conduite qui passe sous l'ouvrage ou sous l'un de ses appuis et rejoint la vallée au pied du barrage.

Ils fonctionnent en charge normalement sur tout ou partie de leur longueur. De manière générale, les pertuis de fond comprennent deux vannes : une vanne de garde et une vanne de contrôle du débit

➤ **Evacuateur de crues en puits (tulipe) :**

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval. La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice.

Ce type d'ouvrage équipe le plus souvent les grands barrages vu les avantages suivants:

- Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs présente les inconvénients suivants :

- Problème de saturation (débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- Problème de vibration.

- Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- Prévoir des protections antivortex (coût et entretien).
- Dissipation au pied de la digue.

➤ **Evacuateur de crues en siphon :**

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- Amorçage et le désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue.

VI.2.3. Choix de la variante :

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles.

Ceci nous conduit à rejeter cette variante en plus des difficultés d'implantation. L'évacuateur de crue latéral s'adapte rigoureusement à notre site, du faite que les excavations seront réduites.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal peut être envisagé, puisque la largeur déversant n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation.

Le bon fonctionnement et la sûreté de celui si pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante la plus adéquate du côté technique et économique.

Le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue latéral à entonnement frontal en rive droite de la vallée.

VI.2.4. Dimensionnement de l'évacuateur de crue:

L'évacuateur de crues est constitué d'éléments suivants :

- ✓ Un canal d'approche.
- ✓ Un déversoir.
- ✓ Un chenal.
- ✓ Un convergent.
- ✓ Un coursier.
- ✓ Un bassin de dissipation.
- ✓ Un canal de restitution.
- ✓ Des murs bajoyers

VI.2.4.1. Le canal d'approche:

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider pacifiquement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est peu turbulent avec une vitesse faible.

A- Vitesse d'approche:

La vitesse est donnée par la relation suivante:

$$V = \frac{Q}{(m(H+p)+b)(h+p)} \tag{VI.2}$$

Avec :

b: largeur du déversoir (b=14m).

Q: débit évacué (Q=67,3 m³/s).

P : hauteur de pelle (p = 1m)

H : charge déversante (h = 1.7 m).

m : fruit de talus du canal d'approche, on prend m = 2 pour les canal non revêtus.

V=1,28m/s

Les paramètres de calculs sont résumés comme suit :

Tableau VI.5 : Paramètres du canal

	S1
Surface (m²)	23,8
périmètre (m)	17,4
rayon hydraulique (m)	1,36
Coefficient de Chézy(m^{1/2}/s)	52,63
Hauteur d'eau (m)	1,7

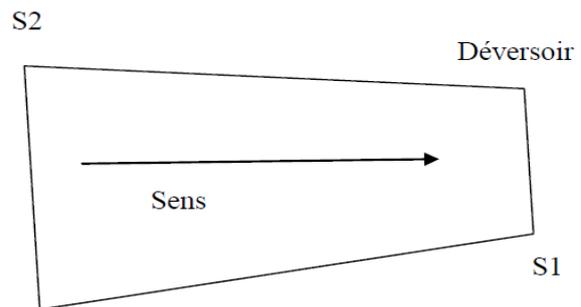


Figure VI.7 : schéma descriptif du canal d'approche

-On détermine la section mouillée nécessaire des tronçons du canal non revêtus (section 2-2)

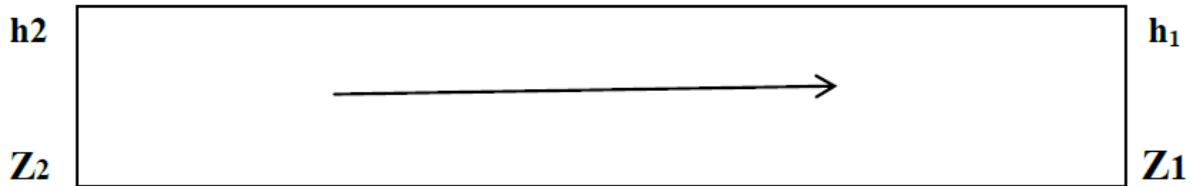
$$S_2 = \frac{Q}{V_2} = \frac{Q}{V_{adm}} \tag{VI.3}$$

La vitesse admissible pour le tronçon en argile dure est de 2,5 m/s

S2 = 26,92m²

⇒ Puisqu'on a S₂ > S₁ donc pas de risque d'érosion.

B- La détermination des côtes du canal d'approche



On applique le théorème de Bernoulli entre (1) et (2)

$$Z_1 + h_1 + \frac{\alpha V_1^2}{2g} = Z_2 + h_2 + \frac{\alpha V_2^2}{2g} + \Delta E \quad (\text{VI.4})$$

$\Delta E = J \cdot L_{1-2}$ en prend $J = 0.01$

Donc : $Z_1 + h_1 - Z_2 - h_2 = J \cdot L_{1-2}$

$$J = \frac{Z_1 - Z_2}{L_{1-2}} + \frac{h_1 + h_2}{L_{1-2}} \quad (\text{VI.5})$$

➤ On détermine h_2 :

Puisqu'on a :

$$S_2 = (b + mh_2) h_2 = (14 + 2h_2) h_2$$

$$2h_2^2 + 14h_2 - 24,4 = 0$$

$$\boxed{h_2 = 1.57 \text{ m}}$$

Le système d'équation peut être résolu comme suit:

On a la cote de $Z_2 = \text{cote NNR} = 1096,3 \text{ m}$

$$h_1 = 2.7 \text{ m}$$

$$h_2 = 1.57 \text{ m}$$

$$L_{1-2} = 159,75 \text{ m}$$

$$J = 0,01$$

➤ On détermine Z_1 :

$$J = \frac{Z_1 - Z_2}{L_{1-2}} + \frac{h_1 + h_2}{L_{1-2}}$$

$$Z_1 = L_{1-2} \left(J - \frac{h_1 + h_2}{L_{1-2}} \right) + Z_2$$

$$\boxed{Z_1 = 1095,30 \text{ m}}$$

VI.2.4.2. Le déversoir :

La capacité d'évacuation est contrôlée par le déversoir situé dans la partie amont de l'évacuateur. La partie aval (chenal, coursier, etc.) doit être conçue pour évacuer le débit du déversoir sans perturber le régime d'écoulement.

Le débit du déversoir est fonction de la charge sur le seuil et du profil de la crête. Le profil Creager est généralement adopté puisqu'il conduit à une lame déversante qui adhère à la forme de ce profil.

➤ **Calcul du profil de déversoir de type Creager :**

D'après les coordonnées Standard du Hd = 1 m (ref : élément de dimensionnement de barrage déversoir)

Tableau VI.6 : Profil de déversoir Creager

X	Y
0,1	0,0050
0,2	0,0180
0,4	0,0649
0,6	0,1373
0,8	0,2339
1	0,3534
1,2	0,4951
1,3	0,5742
1,4	0,6585
1,5	0,7482
1,6	0,8431
1,7	0,9431
1,8	1,0483
1,9	1,1586

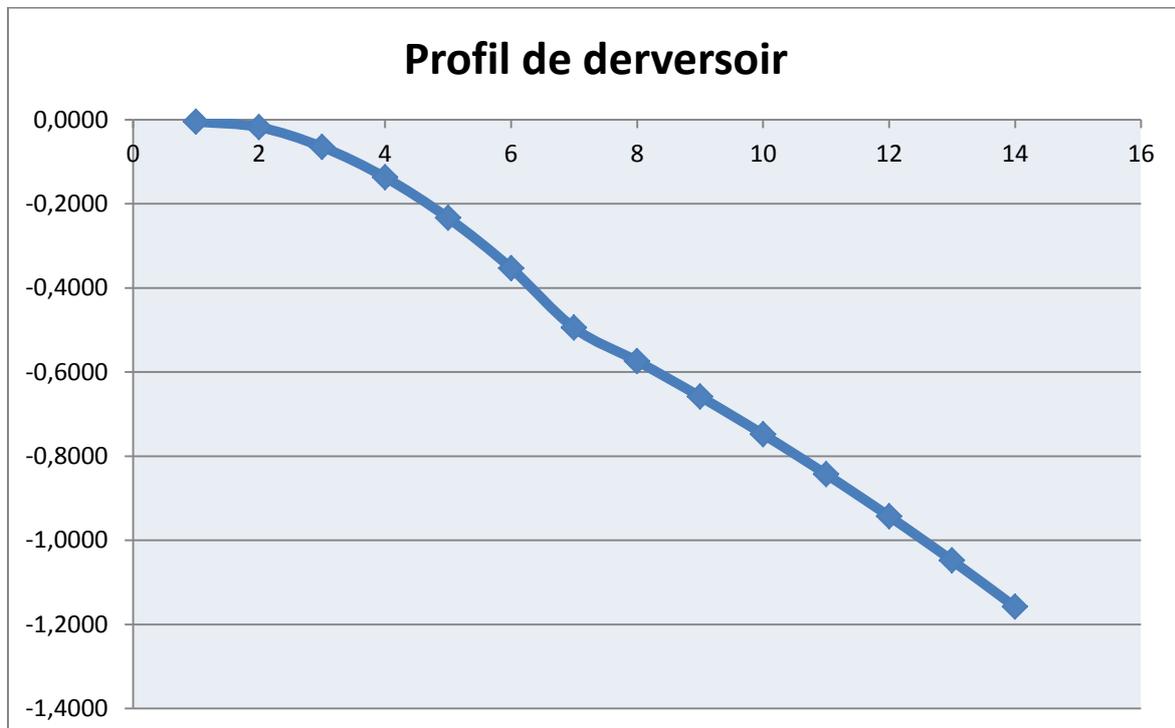


Figure VI.8. Profil du déversoir du type Creager

VI.2.4.3. Chenal d'écoulement:

Le chenal d'écoulement se situe à l'aval immédiat du déversoir, il doit posséder une pente suffisamment faible ($i_0 < i_c$) pour assurer un écoulement fluvial. La forme rectangulaire est généralement la plus adaptée pour le chenal. L'écoulement dans ce chenal n'est généralement pas uniforme, car le chenal est trop court. Il s'établit un ressaut, juste à l'aval du déversoir, qui conduit à un écoulement fluvial.

Dans notre cas, on prend une pente de **0.1 %**

VI.2.4.3. 1. Calcul de la profondeur critique :

L'écoulement dans le chenal est fluvial du fait que la pente est souvent inférieure à la pente critique.

La phase de passage d'un régime fluvial au régime torrentiel ou vis-versa est appelée régime critique où la surface libre occupe le niveau critique, on considère qu'elle est atteinte au point de changement de section.

On calcule la profondeur critique par la formule suivante:

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (VI.5)$$

Avec :

- q: débit spécifique (m^2/s) ;
- Q: débit à évacué ($67,3 m^3/s$)
- b : largeur du canal (14m)
- g: l'accélération de pesanteur

$h_c = 1,33 m$

VI.2.4.3.2. Calcul de la profondeur normale :

La profondeur normale h_n (profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme) se déduit de la formule de Chézy.

$$Q = S.C. \sqrt{RI} \quad (VI.6)$$

Avec :

- Q : le débit à évacuer m^3/s
- S : section du chenal $S = b.h_n$
- I : pente du chenal $I = 0,1 \%$.
- C : coefficient de Chézy ; $C = R^{1/6} / n$.
- R : rayon hydraulique

$$R = \frac{S}{P} = \frac{b.h_n}{2.h_n + b}$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$q_{maxp\%} = (1/n) * I^{(1/2)} * (b * h_n)^{(5/2)} * (2 * h_n + b)^{(-3/2)} \quad (VI.7)$$

On aura :

$h_n = 1,76m$

VI.2.4.3.3. Control du ressaut hydraulique:

La détermination de la hauteur contractée est donnée par :

- La première hauteur conjuguée est déterminée par l'expression suivante :

$$h_{c1} = \frac{q}{\phi \sqrt{2g(H+P-hc)}} \quad (VI.8)$$

Avec :

q : débit spécifique : $q = Q/b$;

ϕ : coefficient de vitesse égal à 0.9 pour les déversoirs

p : la hauteur de pelle $p=1$ et H : la charge déversante.

AN : $h_{c1} = 4,80 / (0,9 * \sqrt{2 * 9,81 * (1,7 + 1 - 1,33)}) = 1,42m$

$h_{c1} = 1,02m$

Le nombre de Froude

$$Fr = V1 / \sqrt{g \cdot hc1} \quad (VI.9)$$

Avec : $V_1 = Q/S$ $V_1 = 4,71 \text{ m/s.}$

$F = 1.49 > 1$

- La deuxième hauteur conjuguée est déterminée par l'expression suivante :

On a: $\frac{hc2}{hc1} = \frac{1}{2} (-1 + \sqrt{1 + 8 \cdot Fr^2}) \quad (VI.10)$

$$hc2 = \frac{hc1}{2} (-1 + \sqrt{1 + 8 \cdot Fr^2})$$

$h_{c2} = 1,71m$

VI.2.4.3.3.4. Le type d'écoulement selon le ressaut hydraulique :

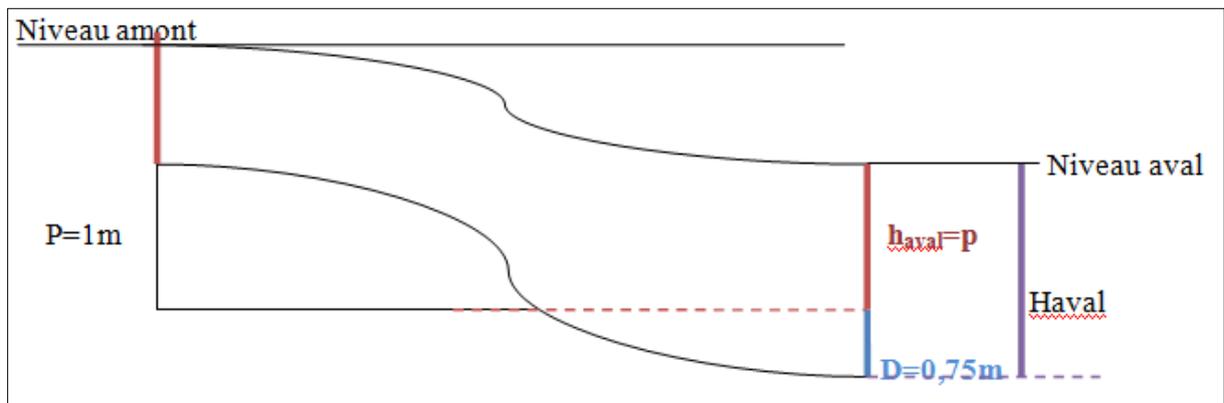


Figure V.9. Le type d'écoulement selon le ressaut

Etant donné que nous avons projeté un déversoir de type Creager donc on a des seuils normal, donc :

- la hauteur h avale = p = 1 m.
- Il faut vérifier la condition $Y2 < \sigma h$ avale pour que l'écoulement soit noyé :
 $\sigma = (1 - 1.05)$: on prend $\sigma = 1.05$
 et on a $Y2 = 1.71$ m

$Y2 > \sigma h$ aval la condition n'est pas vérifiée donc l'écoulement est dénoyé. Il faut que l'écoulement soit noyé à l'aval du déversoir pour que le régime devienne fluvial.

La solution qu'il faut proposer est de met un lit de profondeur $y = 0.75$ m.

h aval = 1.75 m > Y2 : l'écoulement est noyé donc le régime est fluvial.

VI.2.4.4. Transition (convergent) :

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement, et égale à celle du coursier dans sa partie terminale. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

$tg(\alpha) < \frac{1}{3F}$ Le convergent doit être dimensionnée de telle sorte que la condition suivante soit vérifiée :

$$(VI.10)$$

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante : (Ref : Manuel de conception des évacuateurs de crues, par Agustín A.G, 2004, page33) :

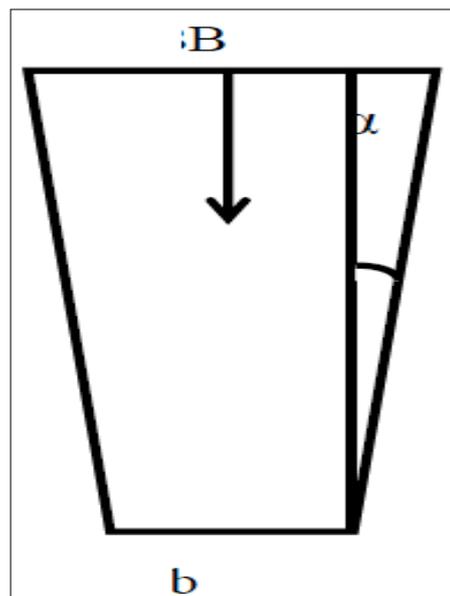


Figure VI.10. Schéma descriptif d'un convergent

$$L = 2 (l_1 - l_2) \quad (VI.11)$$

Avec :

l_1 : Largeur au plafond du bief amont

l_2 : Largeur au plafond de la section

La largeur finale du convergent se calcule par la formule suivante :
 (ref : Manuel de conception des évacuateurs de crues, par Agustín A.G, 2004.page33.)

$$l_2 = 0.07 \sqrt{\frac{Q^2}{gP^3}}$$

(VI.12)

$$P = \left(h + \frac{Q^2}{18.46 b^2 h^2} \right) - H$$

Avec :

(VI.13)

$P=2,07$ m

$l_2=8,85$ m



$L_2=9,3$ m

$L = 2 (l_1 - l_2) = 10$ m

$L=10$ m

Tang (∞) = $\frac{(L_1-L_2)/2}{L} = 0,2$

Le nombre de Froude $Fr = V_1 / \sqrt{g \cdot h}$

Avec : $V_1 = Q/S$ $V_1 = 2,73$ m /s.

$F = 0,65$ $\frac{1}{3F} = 0,50$

Tang (∞) $< \frac{1}{3F}$ La condition est vérifié.

A- Calcul de la profondeur à la fin du convergent :

La section d'écoulement intermédiaire entre le convergent et le coursier est une section de contrôle.

Le tirant d'eau dans cette section est égal à la profondeur critique. C'est un changement du type d'écoulement du fluvial à l'écoulement torrentiel.

Par une application numérique dans la formule de la profondeur critique

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{(67,3)^2}{9,81}} = 1,66 \text{m.}$$

B-La vitesse à la sortie du convergent :

$$V_1=Q/S \quad V_1=67,3/(10*1,66)=4,05 \text{ m/s}$$

$$V_1=4,05 \text{ m/s}$$

VI.2.4.5.Le coursier :

Le coursier fait suite au chenal d'écoulement et conduit l'eau du convergent au bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

Tableau VI.7 :: Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau.

Débits (m3/s)	Hc (m)	Largeur	Longueur	Pente (%)	Cote de fond (m)	Stricklerm ^{1/3} /s
67,3	1,66	10	161,5	5,57	1094,27	71,42

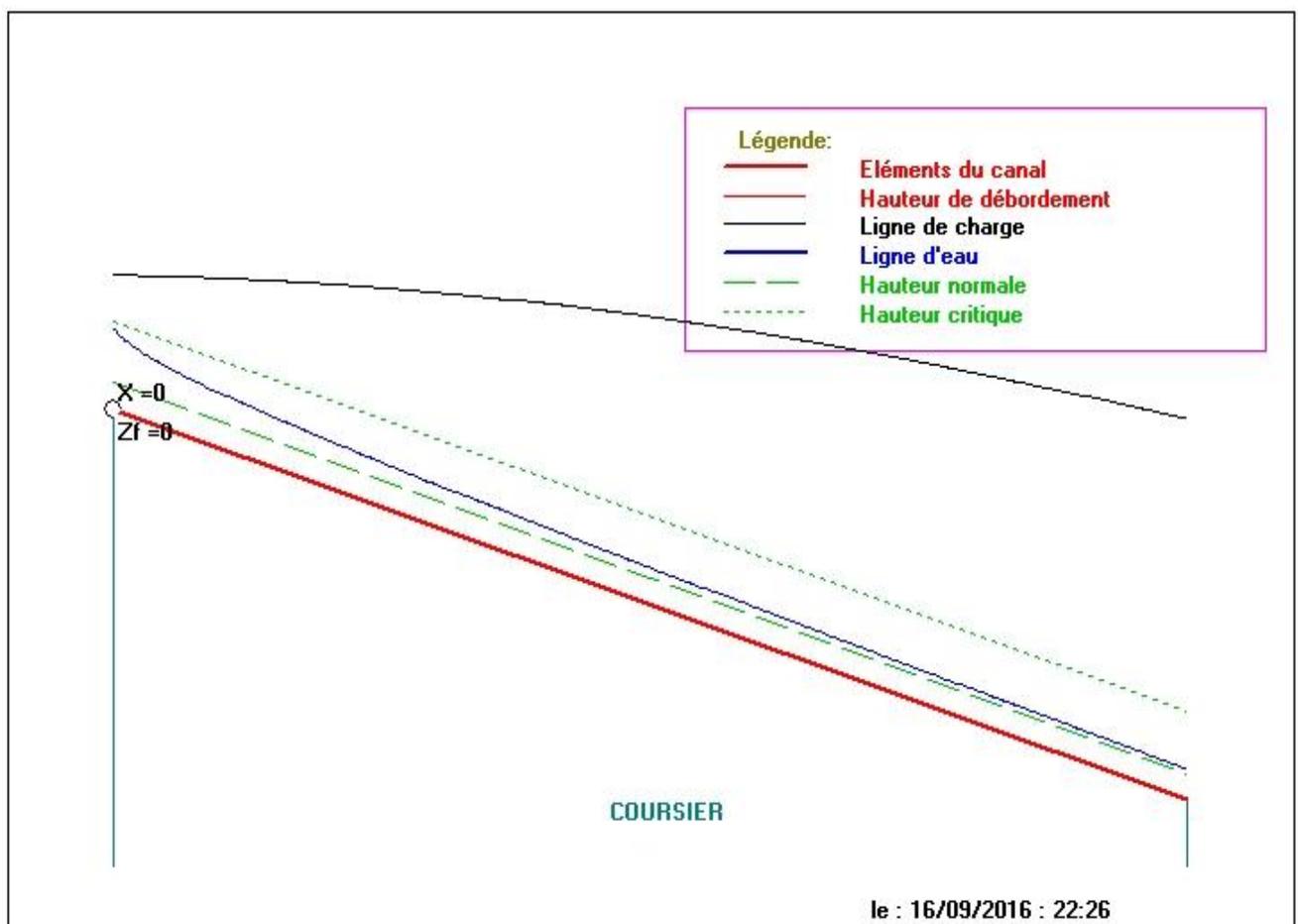


Figure VI.10.La ligne d'eau dans le coursier

Tableau VI.7 : *Calcul de la ligne d'eau dans le coursier*

X(m)	Zf (m)	Y(m)	V(m/s)	J (m)	Hs	Froude	Régime
0	1094,27	1,13	5,96	0,0078	2,938	1,789	Torrentiel
6,46	1093,921	1,02	6,6	0,0106	3,238	2,085	Torrentiel
12,92	1093,572	0,947	7,1	0,0134	3,52	2,331	Torrentiel
19,38	1093,223	0,894	7,53	0,0161	3,78	2,544	Torrentiel
25,84	1092,874	0,852	7,899	0,0187	4,032	2,732	Torrentiel
32,3	1092,525	0,819	8,221	0,0212	4,263	2,901	Torrentiel
38,76	1092,176	0,791	8,221	0,0236	4,479	3,053	Torrentiel
45,22	1091,827	0,768	8,506	0,0259	4,679	3,9	Torrentiel
51,68	1091,478	0,749	8,759	0,028	4,864	3,315	Torrentiel
58,14	1091,129	0,732	8,986	0,0301	5,036	3,428	Torrentiel
64,6	1090,78	0,718	9,189	0,032	5,195	3,531	Torrentiel
71,6	1090,431	0,706	9,373	0,0339	5,342	3,625	Torrentiel
77,52	1090,082	0,695	9,538	0,0356	5,478	3,711	Torrentiel
83,95	1089,733	0,685	9,687	0,0372	5,603	3,789	Torrentiel
90,44	1089,384	0,677	9,945	0,0387	5,718	3,86	Torrentiel
96,9	1089,035	0,669	10,05	0,04	5,823	3,925	Torrentiel
103,16	1088,686	0,663	10,156	0,0413	5,92	3,984	Torrentiel
109,82	1088,337	0,657	10,248	0,0425	6,009	4,037	Torrentiel
116,28	1087,988	0,651	10,33	0,0436	6,091	4,086	Torrentiel
122,24	1087,639	0,647	10,406	0,0446	6,165	4,131	Torrentiel
129,2	1087,29	0,643	10,474	0,0456	6,234	4,172	Torrentiel
135,66	1086,941	0,639	10,536	0,0464	6,296	4,209	Torrentiel
42,12	1086,592	0,635	10,592	0,0472	6,354	4,243	Torrentiel
148,58	1086,243	0,632	10,643	0,048	6,406	4,273	Torrentiel
155,04	1085,894	0,63	10,69	0,0486	6,454	4,301	Torrentiel
161,5	1085,545	0,627	10,732	0,0492	6,497	4,327	Torrentiel

VI.2.4.6. Le dissipateur d'énergie :

L'énergie créée à la fin du coursier qui est due aux grandes vitesses de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Cet ouvrage permet de dissiper l'énergie des eaux de crue avant de les restituer à l'oued. La forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude d'après les tests réalisés par (USBR) "The bureau Of Réclamation» :

$1,0 \leq Fr \leq 1,7$: Ressaut ondulé.

$1,7 < Fr \leq 2,5$: Ressaut faible avec de petites oscillations en surface.

$2,5 < Fr \leq 4,5$: Ressaut oscillant.

$4,5 < Fr \leq 9$: Ressaut stable (Stationnaire).

$Fr > 9$: Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

-Pour notre cas :

Fr = 4,327 donc Ressaut oscillant

Donc on doit projeter un bassin de dissipation **type II**.

A- Détermination des caractéristiques du bassin :

De l'abaque de l'annexe on a :

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) = 6,34$$

d'où $y_1 = 0,627\text{m}$.

$$y_2 = 3,52\text{m}$$

Avec :

y_1 : Tient d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tient d'eau après le ressaut en (m).

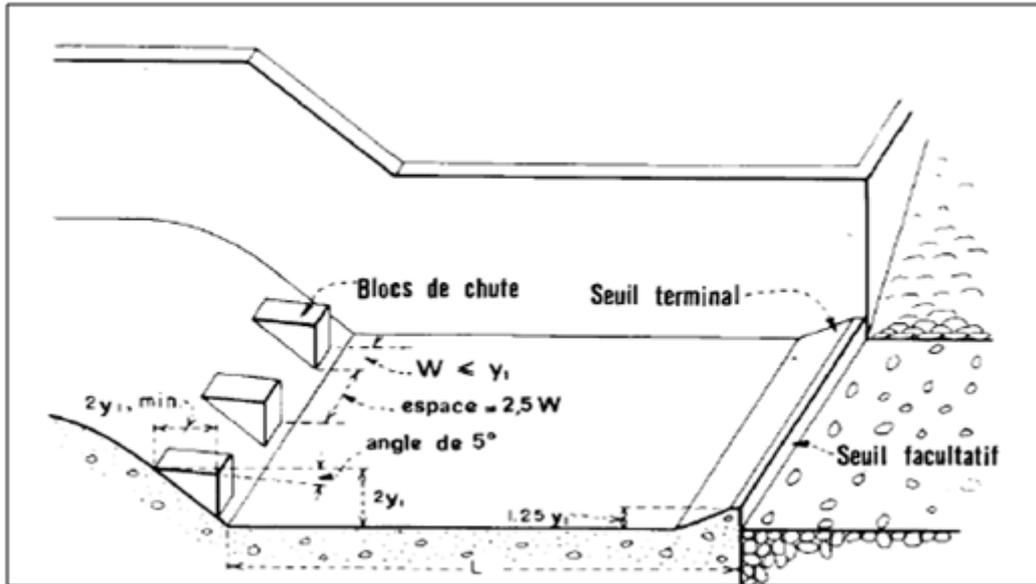
B- Longueur du bassin :

A partir de l'abaque de L/y_2 en fonction de Fr d On a : $\frac{L}{2Y_2} = 5.8$

On prend : $L = 44\text{m}$.

VI.2.4.7. Dimensionnement des blocs de chute :

- La hauteur = $2 \cdot y_1 = 1,25\text{ m}$
- La largeur de bloc de chute : $0,8\text{m}$
- L'espacement $1,3\text{m}$
- Hauteur du seuil terminal : 1.2m



Source : (photocopié Mr HASSANE)

Figure VI.11.Schéma descriptif des blocs de chute.

VI.2.4.7.Canal de restitution :

Le canal de restitution a pour but d'acheminer les eaux évacuées vers l'oued après la dissipation de son énergie.

Selon les conditions topographiques on choisit la longueur, le canal est de forme trapézoïdale avec un fruit de talus de 1/1, a une pente du canal de $I_c = 0,1\%$ et il est en enrochement.

VI.2.4.7.1. La hauteur critique :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \times \sigma_{cr}^2 \right) \times K \quad (VI.14)$$

Avec :

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times b^2}} = 1,16m \quad \sigma = \frac{K \times m}{b} = 0,1.$$

D'où :

$$h_{cr} = 1,12m.$$

$$\boxed{h_{cr} = 1,12m}$$

VI.2.4.7.2.la pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \times C_{cr}^2 \times R_{cr}} \quad (VI.15)$$

Avec :

$$S_{cr} = m \times h_{cr}^2 + b \times h_{cr} \quad (VI.16)$$

$$S_{cr} = 20,29 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \times \sqrt{1 + m^2} \quad (VI.17)$$

$$P_{cr} = 18,58$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} \quad (VI.18)$$

$$R_{cr} = 1,09$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \times R_{cr}^{1/6} \quad (VI.19)$$

$$C_{cr} = 50,73$$

$$I_{cr} = 0.004 \text{ m/m}$$

VI.2.4.7.3. La profondeur normale :

La profondeur normale du canal est calculée par itération avec :

$$Q = S.C.RI$$

Avec :

Q : le débit à évacuer m^3/s

S : section du chenal $S = b.h_n$

I : pente du chenal $I = 0,1 \%$.

C : coefficient de Chézy ; $C = R^{1/6} / n$.

R : rayon hydraulique

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q_{\max} = (1/n) \cdot I^{1/2} \cdot (b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n + b)^{-3/2}$$

$$H_n = 1,65 \text{ m}$$

VI.2.4.7.4. Vitesse dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n} = 2,97 \text{ m/s}$$

$$V = 2,07 \text{ m/s}$$

VI.2.4.7.5. Calage du radier de canal de restitution :

D'après la courbe de tarage (**Figure V.12**) on trouve que **h aval = 0.8 m**.

$$S = \frac{Q}{0,95 \cdot V} \quad (\text{VI.20})$$

$$S = m h_{av}^2 + b \cdot h_{av} \quad \text{donc } b = 34 \text{ m} > \text{ la sortie de coursier}$$

Il faut que le canal soit revêtu, de type prismatique avec une largeur $b = (b_1 + b_2) / 2$

- Donc la largeur du canal est de **17 m**

Pour la réalisation, nous avons la cote de l'eau à la fin du canal soit supérieure celle de l'oued ($Z_{\text{oued}} = 1087,4 < Z_{\text{canal}} = 1089,34 \text{ m}$).

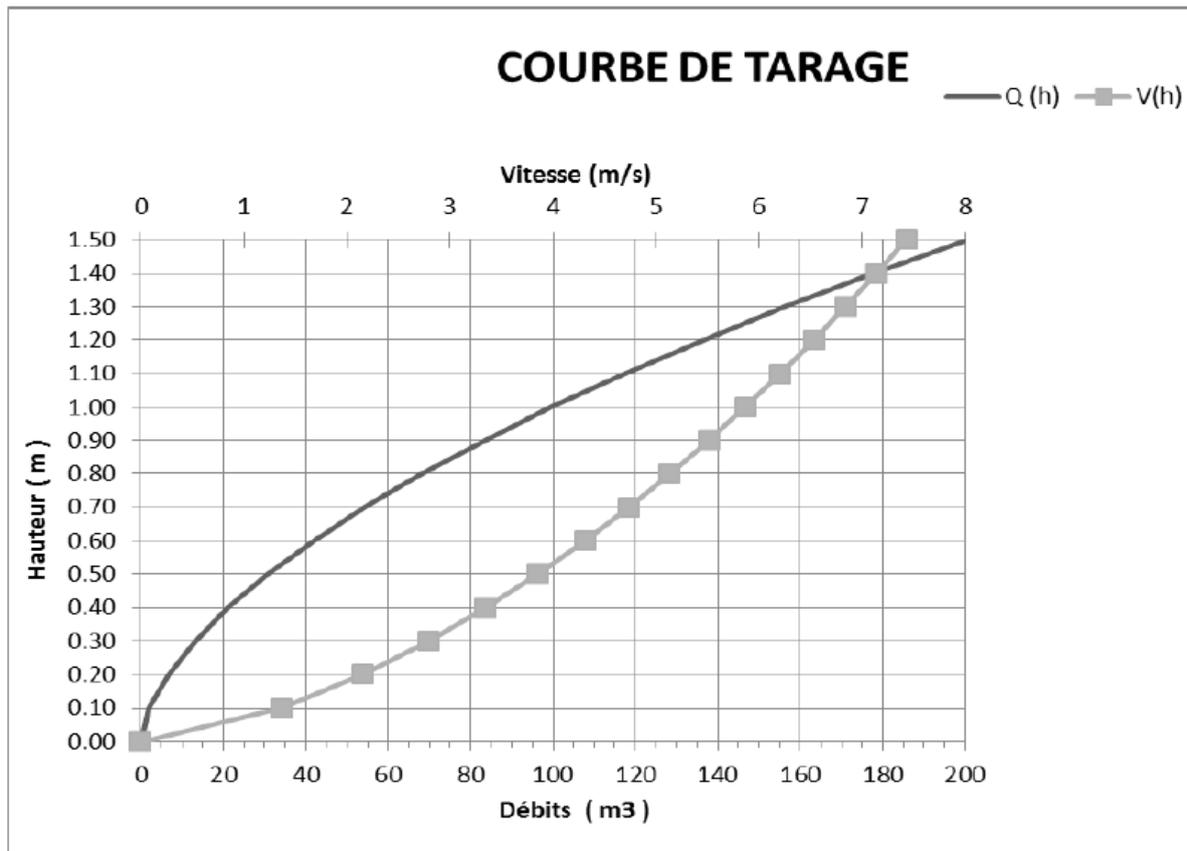


Figure VI.12. Courbe de tarage

VI.2.4.8. Calcul des hauteurs des murs bajoyers :

➤ **Hauteur de mur de canal d'amenée : (en pierre)**

H_{canal d'amenée} = hauteur d'eau + élévation du à la courbure du canal

A l'entrés en prend 1,8m milieu de 2m et a la fin de 2,5m

➤ **Hauteur des murs à l'entrée du déversoir :**

On a :

$$h_m = h_e + r \quad (VI.21)$$

Avec

h_m : Hauteur des murs bajoyers en [m].

h_e : Lamme d'eau sur le déversoir [m].

r : Revanche de sécurité (m) donnée par

$$r = 0,61 + 0,14 V^{1/3} \quad (VI.22)$$

$$r = 0.68 \text{ m.}$$

$$h_m = 2,38$$

➤ **Hauteur des murs du chenal :**

$$h = h + r = 2,55 \text{ m}$$

avec :

$$r = 0,6 + 0,05 V_n^*(H_n^{1/3})$$

$$h = 2,55 \text{ m}$$

➤ **Hauteur des murs au début du coursier :**

$$H_m = h_e + r = 1,66 + 0,84 \approx 2,43 \text{ m}$$

avec :

$$r = 0,6 + 0,05 V_c^*(H_{c1/3}) \quad (\text{VI.23})$$

$$H_m = 2,50 \text{ m}$$

➤ **Hauteur des murs a la fin du coursier :**

$$H_m = h_e + r = 1,66 \text{ m}$$

Avec :

$$r = 0,6 + 0,05 V_f^*(H_{f1/3}) \quad (\text{VI.24})$$

$$H_m = 1,66 \text{ m}$$

➤ **hauteur de bassin de dissipation :**

$$h_m = h_e + r$$

avec :

$$r = (V_1 + Y_2) 0,1 = 1,41 \text{ m} \quad (\text{VI.25})$$

$$h_m = 2,04 \text{ m}$$

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0.5m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues. Ces murs assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

VI.2.5. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :

➤ **Vagues roulantes :**

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé.

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$b/h < (10 \div 12) \text{ et } Fr_2 < 40$$

✓ **b** : largeur du coursier.

✓ **Fr** : Nombre de Froude.

h : profondeur d'eau minimale dans le coursier.

$$b/h = 4,28 \text{ et } Fr_2 = (4,32)^2 = 18,66$$

Les deux conditions sont vérifiées donc pas d'apparition de vagues roulantes

VI.3. Ouvrage de Prise d'eau :

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normale de la retenue et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

VI.3.1. Type de prise :

➤ Prise d'eau en charge :

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton. Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de commande au pied aval de la digue. En outre les inconvénients majeurs sont le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

➤ Prise d'eau flottante :

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparées, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle-ci et celui du coût important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

➤ Tour de prise :

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise-vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

VI.3.2 . Dimensionnement de la prise d'eau :

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le Tableau (III.27), le volume maximum demandé est celui du mois de juin.

$$V_{\max} = 86000 \text{ m}^3.$$

Soit :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{0.086 \cdot 10^6}{30.86400} = 0.033 \text{ m}^3 / \text{s}$$

T : Temps de prise (T = 30 jours).

$$Q_{\max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \quad (\text{VI.26})$$

Avec :

μ : coefficient de débit : $\mu = 0.3$

H : charge correspondante à la prise d'eau H=6,15m.

Soit :

$$S = 0.010 \text{ m}^2$$

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.033}{\pi}} = 0.11 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D = 150 \text{ mm}$$

➤ **Correction du coefficient de débit μ :**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \quad (\text{VI.27})$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc :
$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D}$$

Soit :

$$\sum \xi = 21.97$$

Donc :
$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 21.97}} = 0.208$$

C'est le même coefficient de débit donc :

$$\boxed{D = 250 \text{ mm}}$$

VI.3.3. Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau :

$$V = \frac{Q_{\max}}{S} = 1,86 \text{ m}^2 / \text{s}$$

$$\boxed{V=1,86 \text{ m}^2/\text{s}}$$

VI.4.Ouvrage de vidange :

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus aval).
- De vider la tranche morte en fin saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue).
- De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

➤ **Conduite de vidange en charge :**

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

➤ **Conduites à écoulement libre :**

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (plus de 2 m) de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

➤ **Ouvrages de vidange à batardeau :**

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

VI.4.1.Choix de la variante :

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange.

La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien.

La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.

La variante de l'ouvrage à retenir est celle d'une conduite en charge.

VI.4.2. Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange :

- Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements.
- Prévoir une bonne assise pour la conduite.
- Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction des types des conduites, de leurs diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké.

Quelques dispositifs minimums de vidange qu'ont doit tenir en compte sont donnés dans le Tableau (VII.1).

Tableau VI.8 : type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{v}$

$H^2 \cdot \sqrt{v}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
≤ 30	P V C ou Acier	(160 – 200) 300 en Acier	Une vanne en aval
30 à 100	Acier	300 - 400	
100 à 300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	Une vanne de garde amont et une vanne avale
300 à 700		600 – 800	
700 à 1500		800 - 1200	
≥ 1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne réglable en avale.

H : Hauteur du barrage en [m].

V : Volume d'eau stocké en [M m³].

Pour la conduite de vidange on prévoit une surélévation par rapport à la galerie de dérivation pour éviter tous risques d'envasement pouvant à la suite bloquer la vanne.

L'ouvrage de vidange sera constitué d'une seule vanne en aval.

VI.4. 3.Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :

VI.4.3.1. Calcul de temps de vidange

A partir de la courbe capacité hauteur (surface) on détermine l'équation de la courbe de tendance, voire la figure suivante :

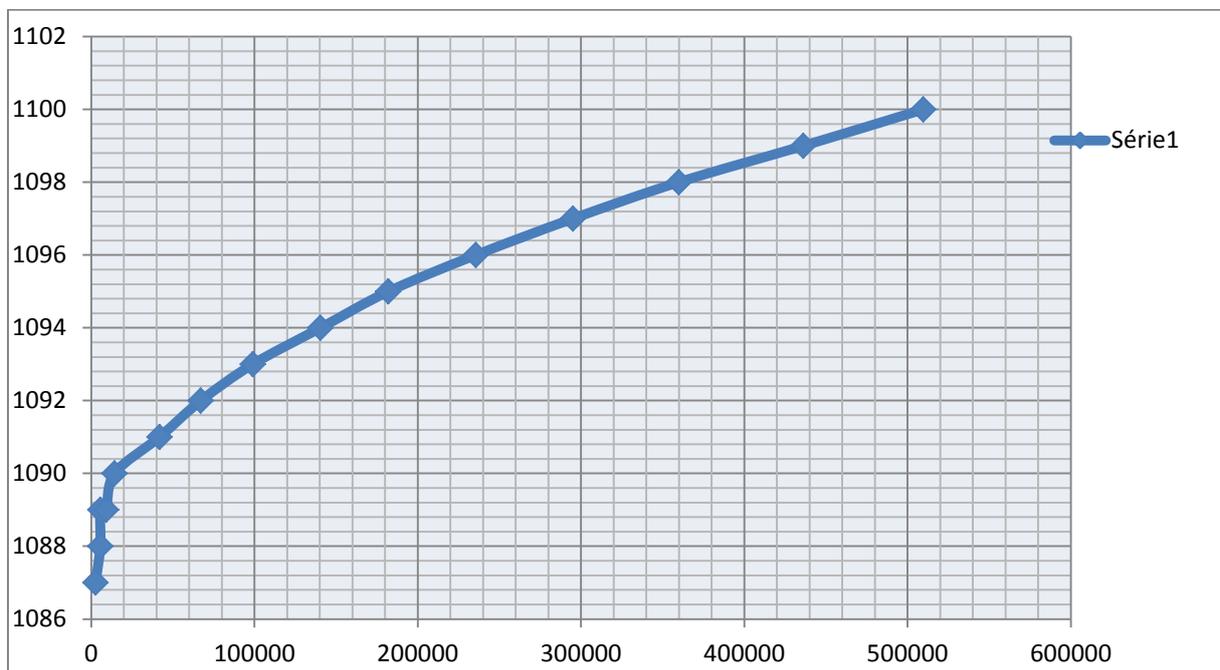


Figure VI.13 :courbe de tendance de la courbe surface-hauteur

On a :

$$dQ = dV/dt$$

Avec :

$$Q = \mu A \sqrt{2gH}$$

$$\text{Où : } \mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \zeta + \lambda \frac{L}{D}}}$$

$$\lambda = \frac{8g}{C^2} ; \quad C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

μ = coefficient de la vitesse $\mu = 0.90$;

A= surface de la vanne ;

H = dénivellation de l'eau (m) ; $H = Z_i - Z_0$
 Z_i = cote initiale dans le réservoir ;
 Z_0 = cote dans l'axe de la vanne 1093,45 m NGA ;
 $\Sigma\zeta$ = somme de coefficient de perte de charge = 1.5 ;
 λ = coefficient de perte par friction ;
 L = longueur du tuyau ;
 D = diamètre ;
 C = coefficient Chézy ;
 n : Coefficient de rugosité $n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$;
 R = le rayon hydraulique.

Et : $dV = S dh$

Où :

S : surface du plan d'eau (équations de la courbe capacité hauteur) ;
 dh : variation de hauteur.

A partir de V.1, V.2 et V.3 ; On aura : $Q dt = S dh \Rightarrow \mu A \sqrt{2gH} \cdot dt = S dh$

$$\Rightarrow \int_0^T Q dt = \int_{1093,45}^{1096,3} S dh \Rightarrow \int_0^T 3,99 S dt = \int_{1093,45}^{1096,3} (1089 e^{2 \cdot 10^8}) h^{1/2} dh$$

Donc pour trouver le temps pour la vidange de la retenue on suppose plusieurs diamètres :
 Les résultats du calcul est présente dans le tableau suivant :

Tableau VI.9 : Temps de vidange pour plusieurs diamètres

Diamètre D (mm)	Surface S (m^2)	Temps jours
0,1	0,031	5,3
0,2	0,051	3,9
0,3	0,082	2,9
0,35	0,135	2,1

On opte pour un diamètre de 300 mm avec un temps de vidange de 2,9 jours

VI.4.3.2. Calcul du débit de vidange :

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \quad (\text{VI.27})$$

Avec :

V_u : volume utile en [m^3].

T : temps de vidange 2,9 jours.

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

Soit :

$$Q_{vf} = 0.87 m^3 / s$$

➤ **Correction du coefficient de débit μ :**

On a :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \quad (VI.29)$$

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

➤ **Coefficients des pertes de charge linéaires:**

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad (VI.30)$$

Avec : $\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \quad (VI.31)$

λ : Coefficient de perte de charge.

n : Coefficient de rugosité [$n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot s$].

D : Diamètre de la conduite [$D = 300 \text{ mm}$].

l : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 86.85 \text{ m}$).

Soit:

$$\lambda = 0.033$$

$$\sum \xi_{Lin} = 7.22$$

➤ **Coefficient des pertes de charge singulières:**

Nous avons :

$$\xi_{entrée} = 0,5$$

$$\xi_{sortie} = 1$$

$$\xi_{vannes} = (0,1 + 0,1) = 0,2$$

Soit :

$$\sum \xi_s = 1.7$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (7,22 + 1,7)}} = 0.33$$

$$S = 0.20 m^2$$

D'ou :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\Pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.179}{\Pi}} = 0.35 m$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D_{vf} = 400 \text{ mm}$$

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_s = \frac{Q_{vf}}{S_{con}}$$

Soit :

$$V_s = 6,93 \text{ m/s}$$

Conclusion :

Les ouvrages annexes d'un barrage sont d'une importance capitale puisqu'ils sont liés à la sécurité et à l'exploitation de l'ouvrage. Dans ce cas, on doit éviter tout sous dimensionnement de chaque ouvrage.

Dans ce chapitre, et après avoir analysé la topographie du site, nous avons opté pour un évacuateur de crues latéral à entonnement frontal qui présente des avantages importants.

Pour le dimensionnement de cet évacuateur, la vitesse d'approche est de 1.46 m/s. Pour ce qui est du déversoir, il a été dimensionné selon un profil de type Craeger pour mieux anticiper les chutes et éviter l'érosion régressive.

L'évacuateur de crues se termine par un bassin d'amortissement à ressaut de type I, et de longueur égale à 27m avec des blocs de chute.

Etant donné la capacité de la retenue (inférieure à un million m³), la vidange de fond (confondue avec la prise de fond) a été dimensionnée pour un diamètre de 400 mm, ceci pour évacuer un débit de pointe observé durant le mois de Juin.

Chapitre VII

Organisation De

Chantier

Introduction :

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts, elle consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient ;

VII.1. Installation de chantier

VII.1.1. Définition d'un chantier

C'est à la fois le lieu où on construit notre ouvrage et dans lequel on s'installe. Un chantier est limité dans l'espace et dans le temps.

VII.1.2. Rôle de l'installation de chantier

- ✓ **Ordonner le chantier:** Gain de temps, Évite les pertes (matériaux) et double emplois (matériels).
- ✓ **Améliore la sécurité :** humaine + matériel et Améliore la qualité

VII.1.3. Type de chantier

Selon les installations d'accueil il existe 3 types de chantier présent dans le tableau suivant :

Tableau VII. 1 : Types de chantier

Type de chantier	Remarque
Chantier de type I	Chantier de moins de 15 jours, quel que soit le nombre de travailleurs, ou de 15 jours à 4 mois jusqu'à 20 travailleurs.
Chantier de type II	Chantier de 15 jours à 4 mois le plus de travailleur ;
Chantier de type III	Chantier de plus de 4 mois quel que soit l'effectif ;

VII.1.4. Les participants à l'acte de construire

Avant de commencer les travaux de réalisation du barrage, il paraît indispensable de chacune des différentes parties concernées par l'intervenir dans l'acte de construction.

- Le maître de l'ouvrage
- Le maître d'oeuvre
- L'entrepreneur

VII.2.Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, a fin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail.On peut distinguer les installations suivantes :

1.Installations destinées au personnel :

En général, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

2.Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciment nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

3.Installations destinées à la réparation des engins :

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

4. Installation destinée pour la préfabrication :

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VII.3.Ordre d'exécution des travaux :

- Installation du chantier ;
- Implantation des axes des différents ouvrages;
- Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dit et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues;

VII.4.Successions des opérations du chantier**a- Travaux préparatoires**

- Aménagement des pistes de circulation des engins et des aires de stockage de matériaux de construction;
- Décapage de l'emprise de la digue et des installations du chantier ;
- Préparation des zones d'emprunt ;
- Déboisement et défrichage de la cuvette.

b- Exécution de l'ouvrage

- Remblaiement de la clé d'encrage et des fondat ions jusqu'au terrain naturel ;
- Mise en place de la conduite de prise d'eau

- Approvisionnement des matériaux filtrants;
- Exécution du remblai de la retenue;
- Génie civil des ouvrages de prise
- Génie civil de l'évacuateur de crues;
- Mise en place de revêtement des talus;
- Mise en place des équipements hydromécaniques;
- Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt , revêtement de la crête de la digue et de route d'accès

VII.5. Besoins mécaniques des principaux travaux :

Nous prévoyons une route d'accès à tous les ouvrages pendant la construction, les engins utilisés sont :

- Pour l'exécution des déblais et des remblais nous utilisons des bulldozers;
- Pour l'extraction des alluvions nous utilisons des pelles rétro;
- Pour le transport des terres nous utilisons des camions à benne;
- Pour les travaux de finition (régalage et compactage) nous utilisons des niveleuses et des compacteurs à pneus.

1.Travaux de terrassement :

Les travaux de terrassement sont exécutés avec le même matériel utilisé pour les voies d'accès (bulldozers, pelles retro, camions à benne, niveleuses, compacteurs à pneus...).

2.Excavation de la fouille :

L'excavation de la fouille (à ciel ouvert) se fait à l'aide de bulldozers et des pelles, la succession des travaux est comme suite:

Creusage et déplacement des terres en utilisant un bulldozer;

Chargement des terres dans des camions à benne à l'aide d'une pelle chargeuse ou en utilisant des chargeurs;

Le transport des terres se fait à l'aide des camions à benne qui permettent aussi leur déchargement.

3.Exécution de la dérivation provisoire

Elle comprend deux cas :

- **dérivation en une seule phase** : construction d'un batardeau s'écoulerait sous pression dans la galerie de vidange.
- **Dérivation en deux phases** : consiste a envisager la dérivation de l'oued en deux étapes :

1ere Etape : Construction d'un batardeau temporaire et d'un canal à ciel ouvert sur la rive droite.

2eme Etape : Construction et la galerie de dérivation sur la rive gauche et d'un batardeau permanent.

4.Exécution du batardeau principal

Les règles d'économie dictent l'utilisation des matériaux extraits des excavations de l'évacuateur de crue avec le remblayage de la digue du batardeau principal et ceci pour éviter une double manutention des déblais, donc les massifs de ce batardeau seront en colluvions avec un noyau d'argile.

5. Exécution de la digue**A. Décapage de la couche de terre végétale :**

- Pour le creusage et le déplacement des terres nous utilisons des bulldozers;
- Des chargeurs sont utilisés pour le chargement des terres;
- Le transport des terres est assuré par des camions à bennes.

B. Exécution de la fouille du noyau :

- Les terrains meubles seront excavés à l'aide des pelles;
- Les terrains rocheux à l'aide d'explosifs.

6. Exécution de l'évacuateur de crues :

Il est nécessaire que les coffrages aient une raideur suffisante pour résister à la pression du béton, lors de sa mise en place et surtout au cours de la vibration. Les coffrages doivent être également suffisamment bien ajustés entre eux afin d'éviter les pertes de mortiers. Les fixations de coffrage intérieur au béton doivent être conçues de façon à ce que le démontage des coffrages puisse être effectué sans destruction du béton.

7. Exécution des travaux de mise en place des filtres et drains

L'extraction des matériaux pour filtres et drains du lit d'oued se fera à l'aide d'une pelle hydraulique équipée en rétro, puis ils seront concassés pour avoir la granulométrie exigée par le projet d'étude. La mise en place des filtres et drains est identique à celle du massifs de la digue, seul le compactage est assuré au moyen d'un rouleau lisse sans vibration et ceci afin d'éviter la ségrégation des matériaux fins et par conséquent influe sur la fonction du filtre.

8. Enrochements de protection

Les matériaux pour l'enrochement de protection (rip-rap) des parements consisteront en fragments de roche dure, dense, saine et stable à l'air libre et à l'eau. Ces matériaux proviennent d'une carrière se trouvant proche de l'axe de l'ouvrage, et dont la granulométrie sera conforme aux limites indiquées dans le projet. Les enrochements sont simplement déversés des camions et régalez ensuite à l'aide d'une pelle mécanique de manière à assurer un bon arrangement des blocs, cette opération se répète au fur et à mesure de la montée du remblai et ce tous les 3m. Il est à noter que la même pelle mécanique sera utilisée pour le nivellement des talus.

VII.6. RENDEMENT DES DIFFERENTS ENGINS :**➤ Engin de prélèvement :**

L'engin utilisé est la "chargeuse- pelleuse", munie d'une pelle rétro et d'un chargeur. Nous pourrons utiliser aussi l'excavateur; son rendement est estimé à:

$$R_{ex} = g.n. \frac{K_r.K_u}{K_a}, (VII.1)$$

Avec n: nombre de cycles de l'excavateur (3600/T);

T : durée d'un cycle f (distance et volume de la carrière);

g : capacité du godet (2,15 ÷ 2,5)m³;

K_r : coefficient de remplissage du godet (0,8 ÷ 0,9);

K_u : coefficient d'utilisation (0,7 ÷ 0,9);

K_a : coefficient d'ameublissement du sol (1,14 ÷ 1,25).

➤ **Engin de transport :**

L'engin le plus souvent utilisé est le camion à benne, Son rendement est estimé à:

$$R_b = 60.Q \cdot \frac{K_i \cdot K_u}{T}, (VII.2)$$

Avec Q: capacité du camion benne ;

K_i : coefficient d'uniformité de présentation du camion de charge (0,9);

K_u : coefficient d'utilisation (0,85);

T : durée du cycle de travail f (chargement, transport, Déchargement, retour à vide).

Le nombre de camions à benne qui doit être utilisé se déduit de la manière suivante:

$$n = \frac{R_{ex}}{R_b} (VII.3)$$

➤ **Engin de nivellement :**

L'engin qui est utilisé souvent est la niveleuse, Son rendement est estimé à:

$$R_n = q * n * K_u * K_p (VII.4)$$

Avec Q: volume du sol devant la lame de niveleuse;

n : nombre de cycle pour une opération complète;

K_u : coefficient d'utilisation;

K_p : coefficient de perte du sol.

➤ **Engin de compactage**

Les engins de compactage sont diversifiés et interviennent suivant la nature du sol à compacter et la profondeur, leur rendement est évalué suivant cette formule:

$$R = K \cdot \frac{V \cdot L \cdot H}{N}, (VII.5)$$

Avec K: coefficient d'efficience;

V: vitesse du compacteur;

L: largeur traitée;

H: épaisseur de la couche;

N: nombre de passes.

VII.7. PLANIFICATION :

VII.7. 1. Définition :

C'est une méthode qui dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en:

- Installation des postes de travail;
- Observations instantanées;
- Analyse des tâches;
- Le chronométrage;
- Définition des objectifs et des attributions;
- Simplification des méthodes;
- Stabilisation des postes de travail.

VII.7.2. Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

VII.7.2.1 Méthodes basées sur le réseau :

➤ **Définition du réseau :**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

A. Réseau à Flèches :

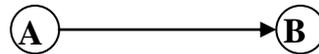
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

B. Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

➤ **Construction du réseau :**

-Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

Etablissement d'une liste des tâches :

-Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

-Détermination des tâches antérieures :

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels
- Regroupement des graphes partiels
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage
- Construction du réseau.

➤ **Différentes méthodes basées sur le réseau :**

A-Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

B- Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technic) :

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

C- Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method)

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

- Commencement de l'opération (A) et (B);
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B);
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

VII.7.2.2.Méthodes basées sur le graphique :**A-Méthode linéaire (ligne of balance technic) :**

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

B- Méthode à barres :

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail)

VII.7.2.3.Les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

- Collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

- Décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

- Relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VII.7.2.4. Choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M.**

➤ **Les paramètres de la méthode C.P.M :**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

Tableau VII.2. Les paramètres de la méthode C.P.M

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR** : temps de réalisation ;
- DCP** : date de commencement au plus tôt ;
- DCPP** : date de commencement au plus tard ;
- DFP** : date de finition au plus tôt ;
- DFPP** : date de finition au plus tard ;
- MT** : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP} = \mathbf{DCP} + \mathbf{TR} \\ \mathbf{DCPP} = \mathbf{DFPP} - \mathbf{TR} \end{cases}$$

VII.7.2.5. Chemin critique (CC) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$CC \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT} = 0 \\ \sum \mathbf{TR}_{C.C} = \mathbf{D.T.P} \end{cases}$$

VII.7.2.6. Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- ✘ Le nombre de ressources (moyens humains et matériels); dimensions du projet.
- ✘ En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$\mathbf{T} = \frac{\mathbf{Q.N}}{\mathbf{n}}$$

Avec :

$$\begin{cases} \mathbf{Q} = \text{quantité de travail} \\ \mathbf{N} = \text{rendement} \\ \mathbf{n} = \text{nombre d'équipes} \end{cases}$$

VII.8. Les plannings :

Il existe trois types de plan de travail

VII.8.1 Plan de travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VII.8.2 Plan de travail au plus tard (ptpp) :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VII.8.3 Plan De Travail Intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VII.9 .Delai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne économie la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservi par du personnel qualifié; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VII.10.SYMBOLES DES DIFFERENTES OPERATIONS :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Symboles des opérations

Phases des Travaux	Opérations	Duré (mois)
Phase 01 : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier;	A	1
Phase 02 : décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange ;	B	1
Phase 03 : décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage ;	C	2
Phase 04 : préparation des zones d'emprunt ;	D	2
Phase 05 : déboisement de la cuvette ;	E	3
Phase 06 : remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	F	1
Phase 07 : approvisionnement du filtre	G	2
Phase 08 : mise en place un système de drainage	H	1
Phase 09 : remblai compacté	I	4
Phase 10 : excavations de l'évacuateur de crues	J	1
Phase 11 : génie civil de l'évacuateur de crues	K	3
Phase 12 : revêtements de talus	L	3
Phase 13 : équipements hydraulique	M	2
Phase 14 : travaux des finitions	N	3

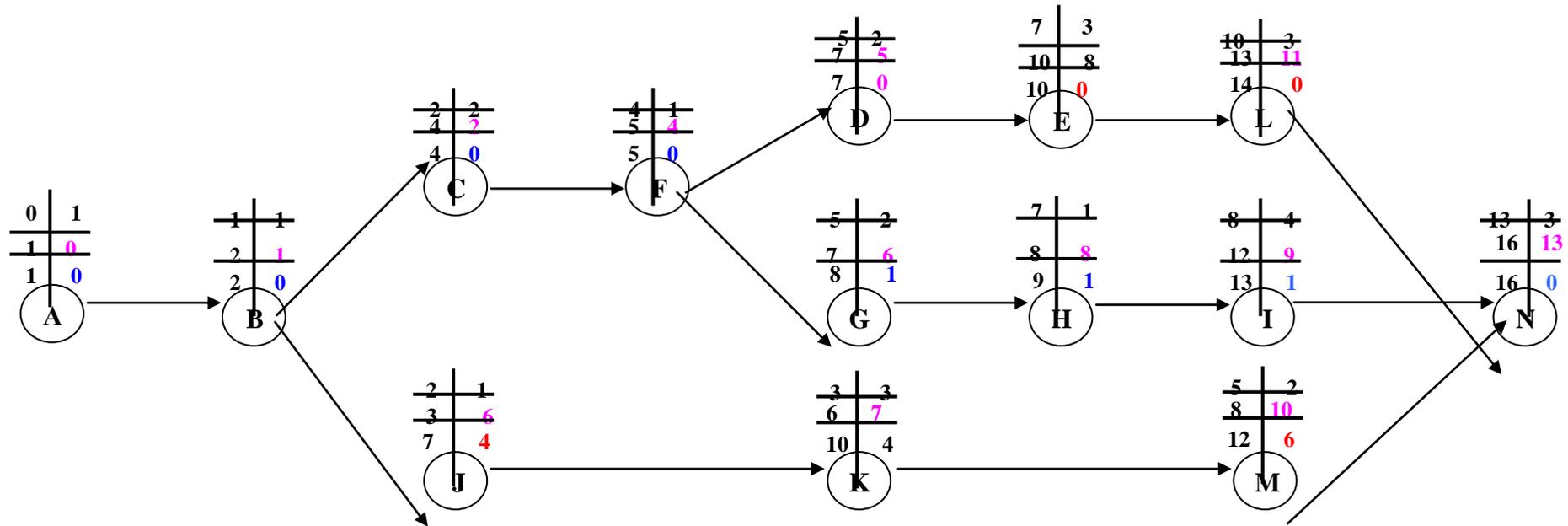


Figure X.01: Réseau à nœud

VII.11.DETERMINATION DES CHEMINS CRITIQUES :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau X.02 : Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	1	0	1	0	1	0
B	1	1	2	1	2	0
C	2	2	4	2	4	0
D	2	5	7	5	7	1
E	3	7	10	7	10	1
F	1	4	5	4	5	0
G	2	5	7	6	8	2
H	1	7	8	8	9	1
I	4	8	12	9	13	4
J	1	2	3	7	8	1
K	3	3	6	8	11	3
L	3	10	13	10	13	3
M	2	5	7	11	13	2
N	3	13	16	13	16	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire CHERIFIA est égal à 16 mois.

CONCLUSION:

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Finalement on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, et perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude d'organisation d'un chantier.

Diagramme de GANTT

Opérations	Mois 1	Mois 2	Mois 3	Mois 4	Mois 5	Mois 6	Mois 7	Mois 8	Mois 9	Mois 10	Mois 11	Mois 12	Mois 13	Mois 14	Mois 15	Mois 16
Phase 01: Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier.	■															
Phase 02: Décapage et la réalisation de la portion de tranchées d'ancrage droit de la conduite de vidange.		■														
Phase 03: Décapage généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage.			■	■												
Phase 04: Préparation des zones d'emprunt.						■	■									
Phase 05: Déboisement de la cuvette.																
Phase 06: Remblai de la tranchée d'ancrage et des fondation.					■											
Phase 07: Approvisionnement du filtre.						■	■									
Phase 08: Mise en place un système de drainage.								■								
Phase 09: Remblai compacté.									■	■	■					
Phase 10: Excavation de l'évacuateur des crues.			■													
Phase 11: Génie civile de l'évacuateur de crue.				■	■	■										
Phase 12: Revêtement des talus.											■	■	■			
Phase 13: Equipement hydraulique.							■	■								
Phase 14: Equipement hydraulique.														■	■	■

Conclusion Générale



Conclusion Générale :

*D*ans le cadre du mémoire de fin d'études, nous avons essayé d'étudier l'ensemble des aspects qui concernent le dimensionnement de la digue de la retenue collinaire d'El MALESSOUED, dans la wilaya de Tébessa.

L'ensemble des éléments qui ont été étudiés ont concerné les données de la morphologie du site, la topographie, la géologie, l'hydrologie et la mécanique des sols, cela a conduit à établir une étude comparative et rationnelle des variantes, pour dégager la plus adéquate tout en vérifiant sa stabilité.

Durant les différents chapitres du mémoire, nous avons essayé de traiter et d'étudier en détail les principales caractéristiques de la digue. Ce travail a permis de tirer les conclusions suivantes :

- Du point de vue géologique et géotechnique, le site proposé s'est avéré favorable à l'implantation d'une retenue, sans risque majeur sur les fondations ou l'ancrage de la digue.
- L'implantation du site reste le meilleur endroit pour cet ouvrage. L'eau stockée sera exploitée gravitairement par les terres agricoles.
- Le choix d'un barrage type «barrage en terre homogène » On constate que les zones d'emprunt prospectées ont des propriétés adéquates à la réalisation de la retenue, de plus les volumes sont relativement importants, bien au-delà des besoins nécessaires pour la réalisation du corps de la digue.
- Les ouvrages annexes ont été bien étudiés et dimensionnés selon plusieurs méthodes, le calcul de stabilité a été vérifié selon différentes formules.
- Les résultats de calculs confirment que la retenue ne dispose aucun problème ou difficulté technique.

Enfin, on peut dire que cette étude nous a permis d'aborder différents volets qui concernent l'étude de la digue et l'exécution d'un barrage/retenue, tout en se basant sur les théories le long de notre cursus universitaire.



- Bermad A. 2004.** Élaboration d'un modèle de prévision basé sur l'analyse en composante principales. Thèse doctorat, ENP. Alger.
- **Bernardo L. (2004).** Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT Alger.
- Bobée B., F. Ashkar (1991),** The gamma family and derived distributions applied in hydrology. Water Resources Publications.
- Durand M., Royet P, Meriaux P (1999).** Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et Equatoriale. CEMAGREF, 415
- El jabi et al., 1987.** Hydrologie fondamentale, Presses Polytechnique de Montréal; Édition : 2 eme (1 janvier 1987).
- Laborde J. 2009,** Eléments d'hydrologie de surface. Ecole polytechnique de l'université Sophia Antipolis, Nice France.
- Lamas J 1993 .** Hydrologie générale. Principes et applications. 2e édition. Montréal
- **Maalel, K. et Hafsia, Z (2012).** Ouvrages hydrauliques, Polycopié du cours, Département de Génie Civil de l'ENIT. Tunisie.
- **Ministère de l'agriculture,** 1998. technique des barrages en aménagement rural,
- Musy A. Higy C. (1998) .** Hydrologie appliquée, HGA, Bucarest, 368
- Remeneiras,** 1963 L'hydrologie de l'ingénieur.
- M. Roche, 1963** Hydrologie de surface. Gauthier-Villars ORSTOM, Paris, 1963
- Touaibia,** 2005 . Dimensionnement des retenues collinaires. Ed ENSH.
- Willi H . Hager et Anton J Schleiss ,2009 .** Constructions Hydrauliques . Ecoulement stationnaires ,

Les Annexes

ANNEXE II LA CARTE GEOLOGIQUE

ALGÉRIE (DÉPT DE CONSTANTINE)

F 111 N° 204 C 31

CARTE GEOLOGIQUE DÉTAILLÉE

TEBESSA

Mars 1931

Les modifications et mises géologiques ont été effectuées de 1948 à 1953 par
M. G. BÉGIN, Géologue au Service de la Colonisation et de l'Hydraulique de l'Algérie (Service des
Etudes Scientifiques), Collaborateur du Service de la Carte Géologique de l'Algérie.
Chef d'œuvre: M. G. BÉGIN, Ingénieur Général des Mines à Alger.
Maquette exécutée par M. BOULIER, Chef des Travaux graphiques.

- TERRAINS SÉDIMENTAIRES**
- A Alluvions actuelles
 - Travertins
 - q^a Alluvions actuelles
 - q^l Lignes actuelles
 - q^a Alluvions anciennes
 - Crête tertiaire
 - Alluvions anciennes de diluvium
 - 1. argiles et calcaires
 - 2. calcaires
 - 3. sables et graviers
 - 4. galets
 - 5. blocs de calcaires bossés
 - 6. sables et graviers
 - 7. blocs de calcaires bossés
 - 8. sables et graviers
 - 9. blocs de calcaires bossés
 - 10. sables et graviers
 - 11. blocs de calcaires bossés
 - 12. sables et graviers
 - 13. blocs de calcaires bossés
 - 14. sables et graviers
 - 15. blocs de calcaires bossés
 - 16. sables et graviers
 - 17. blocs de calcaires bossés
 - 18. sables et graviers
 - 19. blocs de calcaires bossés
 - 20. sables et graviers
 - 21. blocs de calcaires bossés
 - 22. sables et graviers
 - 23. blocs de calcaires bossés
 - 24. sables et graviers
 - 25. blocs de calcaires bossés
 - 26. sables et graviers
 - 27. blocs de calcaires bossés
 - 28. sables et graviers
 - 29. blocs de calcaires bossés
 - 30. sables et graviers
 - 31. blocs de calcaires bossés
 - 32. sables et graviers
 - 33. blocs de calcaires bossés
 - 34. sables et graviers
 - 35. blocs de calcaires bossés
 - 36. sables et graviers
 - 37. blocs de calcaires bossés
 - 38. sables et graviers
 - 39. blocs de calcaires bossés
 - 40. sables et graviers
 - 41. blocs de calcaires bossés
 - 42. sables et graviers
 - 43. blocs de calcaires bossés
 - 44. sables et graviers
 - 45. blocs de calcaires bossés
 - 46. sables et graviers
 - 47. blocs de calcaires bossés
 - 48. sables et graviers
 - 49. blocs de calcaires bossés
 - 50. sables et graviers
 - 51. blocs de calcaires bossés
 - 52. sables et graviers
 - 53. blocs de calcaires bossés
 - 54. sables et graviers
 - 55. blocs de calcaires bossés
 - 56. sables et graviers
 - 57. blocs de calcaires bossés
 - 58. sables et graviers
 - 59. blocs de calcaires bossés
 - 60. sables et graviers
 - 61. blocs de calcaires bossés
 - 62. sables et graviers
 - 63. blocs de calcaires bossés
 - 64. sables et graviers
 - 65. blocs de calcaires bossés
 - 66. sables et graviers
 - 67. blocs de calcaires bossés
 - 68. sables et graviers
 - 69. blocs de calcaires bossés
 - 70. sables et graviers
 - 71. blocs de calcaires bossés
 - 72. sables et graviers
 - 73. blocs de calcaires bossés
 - 74. sables et graviers
 - 75. blocs de calcaires bossés
 - 76. sables et graviers
 - 77. blocs de calcaires bossés
 - 78. sables et graviers
 - 79. blocs de calcaires bossés
 - 80. sables et graviers
 - 81. blocs de calcaires bossés
 - 82. sables et graviers
 - 83. blocs de calcaires bossés
 - 84. sables et graviers
 - 85. blocs de calcaires bossés
 - 86. sables et graviers
 - 87. blocs de calcaires bossés
 - 88. sables et graviers
 - 89. blocs de calcaires bossés
 - 90. sables et graviers
 - 91. blocs de calcaires bossés
 - 92. sables et graviers
 - 93. blocs de calcaires bossés
 - 94. sables et graviers
 - 95. blocs de calcaires bossés
 - 96. sables et graviers
 - 97. blocs de calcaires bossés
 - 98. sables et graviers
 - 99. blocs de calcaires bossés
 - 100. sables et graviers



- TERRAINS SÉDIMENTAIRES (Suite)**
- 101. Sables et graviers
 - 102. Sables et graviers
 - 103. Sables et graviers
 - 104. Sables et graviers
 - 105. Sables et graviers
 - 106. Sables et graviers
 - 107. Sables et graviers
 - 108. Sables et graviers
 - 109. Sables et graviers
 - 110. Sables et graviers
 - 111. Sables et graviers
 - 112. Sables et graviers
 - 113. Sables et graviers
 - 114. Sables et graviers
 - 115. Sables et graviers
 - 116. Sables et graviers
 - 117. Sables et graviers
 - 118. Sables et graviers
 - 119. Sables et graviers
 - 120. Sables et graviers
 - 121. Sables et graviers
 - 122. Sables et graviers
 - 123. Sables et graviers
 - 124. Sables et graviers
 - 125. Sables et graviers
 - 126. Sables et graviers
 - 127. Sables et graviers
 - 128. Sables et graviers
 - 129. Sables et graviers
 - 130. Sables et graviers
 - 131. Sables et graviers
 - 132. Sables et graviers
 - 133. Sables et graviers
 - 134. Sables et graviers
 - 135. Sables et graviers
 - 136. Sables et graviers
 - 137. Sables et graviers
 - 138. Sables et graviers
 - 139. Sables et graviers
 - 140. Sables et graviers
 - 141. Sables et graviers
 - 142. Sables et graviers
 - 143. Sables et graviers
 - 144. Sables et graviers
 - 145. Sables et graviers
 - 146. Sables et graviers
 - 147. Sables et graviers
 - 148. Sables et graviers
 - 149. Sables et graviers
 - 150. Sables et graviers
 - 151. Sables et graviers
 - 152. Sables et graviers
 - 153. Sables et graviers
 - 154. Sables et graviers
 - 155. Sables et graviers
 - 156. Sables et graviers
 - 157. Sables et graviers
 - 158. Sables et graviers
 - 159. Sables et graviers
 - 160. Sables et graviers
 - 161. Sables et graviers
 - 162. Sables et graviers
 - 163. Sables et graviers
 - 164. Sables et graviers
 - 165. Sables et graviers
 - 166. Sables et graviers
 - 167. Sables et graviers
 - 168. Sables et graviers
 - 169. Sables et graviers
 - 170. Sables et graviers
 - 171. Sables et graviers
 - 172. Sables et graviers
 - 173. Sables et graviers
 - 174. Sables et graviers
 - 175. Sables et graviers
 - 176. Sables et graviers
 - 177. Sables et graviers
 - 178. Sables et graviers
 - 179. Sables et graviers
 - 180. Sables et graviers
 - 181. Sables et graviers
 - 182. Sables et graviers
 - 183. Sables et graviers
 - 184. Sables et graviers
 - 185. Sables et graviers
 - 186. Sables et graviers
 - 187. Sables et graviers
 - 188. Sables et graviers
 - 189. Sables et graviers
 - 190. Sables et graviers
 - 191. Sables et graviers
 - 192. Sables et graviers
 - 193. Sables et graviers
 - 194. Sables et graviers
 - 195. Sables et graviers
 - 196. Sables et graviers
 - 197. Sables et graviers
 - 198. Sables et graviers
 - 199. Sables et graviers
 - 200. Sables et graviers
- SIGNES CONVENTIONNELS**
- Contour géologique
 - Ligne indéterminée
 - Contour amorce ou fin
 - Fossés
 - Fertilité
 - Horizontale
 - Gîte de fossiles
 - Escarpement
 - Intensité magnétique
 - Cavités
 - Quartz

Droit de dépôt et publié par l'Institut Géographique National de 1948.
Préparation de l'échelle de 1:50,000.
Projections géographiques d'Algérie et de Tunisie.

L'échelle est fixée en kilomètres sur les quatre côtés du cadre inférieur.

Echelle 1 : 50,000

Reproduction autorisée.

L'altitude des points est de 10 mètres.
La distance des points est de 100 mètres.
La distance des points est de 100 mètres.

Échelle publiée en 1956 par le Service de la Carte Géologique de l'Algérie.
M. G. BÉGIN, Ingénieur Général des Mines, Chef d'œuvre.
M. L. BÉGIN, Professeur de Minéralogie, Conseiller.
M. H. TAMER, Professeur de Géologie, Conseiller.
M. R. LAÏNE, Professeur de Géologie appliquée, Conseiller.

Chambre d'Algérie sur la Tizi Ouzou

Flamb

Plaque

Débris en défilés (Mines de Fer et d'Al) Débris

ANNEXE III

Station pluviométrique : el ma lobiod

code :062802

	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avri	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
1973													
PJmax(mm)	1	20	10	37	2	9,9	7,3	17	1,5	26,4	4,8	4,8	37,2
Totaux(mm)	1,7	25	21,8	70	3,5	13	11,8	40	3,7	58,5	9,5	10,8	270,3
1974													
PJmax(mm)	10,8	7,1	5,9	1,5	4,8	26	9,7	16	4	7	10,7	10,9	25,9
Totaux(mm)	33,3	16	6,8	8,4	15,3	82	23,8	32	14	18	15,1	30,6	276,3
1975													
PJmax(mm)	18,3	12	17,6	3,4	14,5	12	22,8	17	6,2	30,5	11	8,4	30,5
Totaux(mm)	57,8	13	35,5	6,9	20,5	39	54	35	27	98,7	12,3	12,3	411,9
1976													
PJmax(mm)	20,8	3	59,6	5,8	7,5	1	28,3	7	17	4,6	0,6	12,6	59,6
Totaux(mm)	39,1	6,9	117	10	21,7	2,8	40,5	15	36	4,6	0,6	24,2	318,5
1977													
PJmax(mm)	6,7	4,4	24,3	0,5	3	20	16	8	11	8	10	8,4	24,3
Totaux(mm)	7,4	9,3	39,2	1,7	4,7	34	38	20	25	10,2	14	24,9	214,3
1978													
PJ ma(mm)	26	9,7	16,9	2,6	4,5	12	17,7	17	7,2	19,8	4,6	12,1	26
Totaux(mm)	28,5	25	24,5	4,9	6,3	31	29,9	40	13	37,2	4,6	22,3	267,2
1979													
PJ max(mm)	64,1	3,5	1,5	0,3	14,4	7	49,8	6,8	11	17	18	18,9	64,1
Totaux (mm)	155,5	9,7	2,6	0,3	25	21	81,2	26	25	29	32	29,3	375,8
1980													
PJ max(mm)	7,8	6,5	11	13	10,5	5	8,4	3	19	15,6	17	1,2	19,1
Totaux (mm)	19,9	7,3	34,8	41	34,3	13	13,4	6,1	39	42,5	33	2	252,1
1981													
PJ max(mm)	27,9	18	0,7	5,2	7,5	21	2,5	26	17	6,5	1,6	10,3	27,9
Totaux (mm)	69,2	23	0,7	5,2	13,5	28	2,9	75	71	10,1	3,1	35,9	336,9
1982													
PJ max(mm)	4,5	22	11,8	6	0,2	3,5	5,2	7,4	14	14,8	0,4	2	22,2
Totaux (mm)	6,7	43	27,7	20	0,2	8,4	11,1	13	25	16,5	0,4	2	160,8
1983													
PJ max(mm)	66,4	16	7	4	2,7	24	9,8	7,6	1	3,8	5	9,3	66,4
Totaux (mm)	68,4	30	11,2	11	8,3	30	23,2	14	1,7	5,2	6,1	10,87	203,3
1984													
PJ ma(mm)	4,3	16	8,4	9,2	11,6	4,5	16,4	10	19	17,8	4	0,5	18,6
Totaux(mm)	14,2	62	23	21	18,8	4,9	51,7	26	23	25	4,6	0,5	274,3
1985													
PJ max(mm)	20,1	10	0	21	8,3	1,5	20,9	23	15	9,9	10	5,6	20,9
Totaux(mm)	27,9	17	0	24	14	3,5	93,8	50	23	9,9	24	8,8	220,9
1986													
PJ max(mm)	8,9	12	8,5	9,8	7,9	7	17,2	0,8	14	15	4,8	14,5	17,2
Totaux (m)	35,8	25	33,3	32	9,3	27	42,9	2,9	25	15,8	6,3	20	274,8

ANNEXE III

Station pluviométrique : el ma lobiod

code :062802

1987													
PJ max(mm)	6	20	7,6	3,3	3	1,1	11	15	13	24,5	3,7	9,8	24,5
Totaux (mm)	6	20	16,8	3,3	5,4	1,1	13,3	24	33	76,5	3,7	14	216,4
1988													
PJ max(mm)	12	0	20,4	8	6	7	2	9	10,5	34,5	7,2	7	34,5
Totaux (mm)	24	0	39,3	17	16	10	4	10	12,45	94,4	16,1	18	249,4
1989													
PJ max(mm)	2,5	3	11,9	1	52	0,3	23,2	17	9,9	15,5	6	14,5	52
Totaux (mm)	2,5	3,8	13,6	1,4	124	0,3	41,5	32	27	31,2	16,2	69,4	361,6
1990													
PJ max(mm)	4,5	0	33,9	23	25,9	3	28,7	29,5	25	30,8	12,1	2,2	33,9
Totaux (mm)	4,5	0	67,2	32	30,4	5,5	61,6	32	49	49,1	14,4	4,2	302,9
1991													
PJ max(mm)	7	11	35,2	4,5	20,5	12	5,6	3	30	27	32	24	35,2
Totaux (mm)	12	23	35,2	9,9	29,3	13	18,3	3,9	57	34	42	27	189,9
1992													
PJ max(mm)	12,9	0,8	52	23	4	13	5,5	13	9,3	33	19	8	34,5
Totaux(mm)	63,6	1	123	41,5	6,7	17	9,6	33	14	57	23	8	325,2
1993													
PJ ma(mm)	13	1	9	10	13	15	16	2,8	4	7	6	9,3	14,3
Totaux(mm)	22,8	1,2	16	17	26	29	29,3	9,6	4	22	8,9	9,3	164,2
1994													
PJmax(mm)	2,1	27	12	23	11,3	17	39,1	12	23	16,8	23	27,9	39,1
Totaux(mm)	2,3	70	24	27	21,6	32	44,1	14	4	34,9	30	45,3	218,3
1995													
PJmax(mm)	39,3	12	10,2	6	8,9	20	20,2	2,8	12	9,2	1,2	5,6	39,3
Totaux(mm)	50,4	24	10,2	10	14,4	50	43,5	4,2	24	22,9	3,3	9,2	266
1996													
PJmax(mm)	5,6	3,6	2,3	2,4	9,7	1	1,2	2	9	2	1,2	13	9,7
Totaux(mm)	13,7	6,1	3,9	5,4	22,6	1,6	2,1	5,3	16	3,9	3,4	33	68
1997													
PJmax(mm)	8	22	8	3	1,3	1,2	9	0,4	13	23	19	0,2	22
Totaux(mm)	21,5	52	10,5	9,6	4,6	5	16	0,5	33	41	23	0,3	94,5
1998													
PJmax(mm)	16	26	24,9	1,2	1	1,8	0,8	0,3	1	0,3	0,2	0,6	26
Totaux(mm)	28,1	32	53,1	3	3	3,6	2,4	0,7	1,5	0,8	0,3	1,4	130
1999													
PJmax(mm)	25	24	1,7	10	13	22	29,6	1	25	0,8	1,2	0,4	29,6
Totaux(mm)	64,4	38	3,7	12	29,5	30,6	30,9	1,8	58	1,9	4,1	1,2	216,4
2000													
PJmax(mm)	39,3	12	10,2	6	8,9	20	20,2	2,8	12	9,2	1,2	5,6	39,3
Totaux(mm)	50,4	24	10,2	10	14,4	50	43,5	4,2	24	22,9	3,3	9,2	266
2001													
PJmax(mm)	39,3	12	10,2	6	8,9	20	20,2	2,8	12	9,2	1,2	5,6	39,3

ANNEXE III

Station pluviométrique : el ma lobiod

code :062802

Totaux(mm)	50,4	24	10,2	10	14,4	50	43,5	4,2	24	22,9	3,3	9,2	266
2002													
PJmax(mm)	3,5	5	6,8	3	20,8	5,3	3,2	8,2	6,1	6,8	10	8,3	38,5
Totaux(mm)	10,8	14	39,8	14	41,6	13	8	11	13	12,8	15	10,8	385,9
2003													
PJmax(mm)	10,5	18	8,5	10	5,3	2,3	11,8	6,3	8,3	10	11	9,5	83,8
Totaux(mm)	10,8	28	37	62	32	7,1	77,5	40	39	35,1	28	30,5	676,6
2004													
PJmax(mm)	21	14	29,4	15	1,2	17	2	7,7	12	9,4	0,5	7	43,5
Totaux(mm)	22	17	68,4	48	3,1	28	6,3	15	20	28,8	0,5	11,5	391,8
2005													
PJmax(mm)	9,2	5	16,3	15	19,6	19	0,7	33	15	19,3	24,9	32,2	32,9
Totaux(mm)	35,3	16	41	26	31,5	24	0,7	51	37	23,2	44,6	32,2	362,9
2006													
PJmax(mm)	25,8	17	4,8	20	3	3	23,6	21	16	13,2	6	3,5	25,8
Totaux(mm)	29	24	7,5	30	3	6,9	51,6	54	17	29,6	11,5	7	270,8
2007													
PJmax(mm)	17,2	7,5	6	7	5	1,7	8,1	19	25	10,4	12	8,8	24,5
Totaux(mm)	34,4	11	6,3	14	6,3	2	15,2	22	47	22,5	22	37,5	218,5
2008													
PJmax(mm)	29,4	31	6,5	11	16,5	3	11,5	40	8,9	10,3	14	21,8	39,8
Totaux(mm)	60,3	44	11,6	26	57,8	4,9	31,8	118	10	12,5	15	41,2	418,7
2009													
PJmax(mm)	20,9	2	5	4	5	6	4,5	19	4	4	3,5	9	20,9
Totaux(mm)	98,8	2	7	6,2	13,7	17	4,5	39	11	12,2	9,3	9	221,9
2010													
PJmax(mm)	18	4,7	38,7	0,8	5	14	24,9	21	36	7,5	16,2	39,5	39,5
Totaux(mm)	32,8	12	45,7	1,3	13	19	38,8	38	54	14,5	39,6	62,6	371,6
2011													
PJmax(mm)	39,3	12	10,2	6	8,9	20	20,2	2,8	12	9,2	1,2	5,6	39,3
Totaux(mm)	50,4	24	10,2	10	14,4	50	43,5	4,2	24	22,9	3,3	9,2	266
2012													
PJmax(mm)	20,8	2,7	7	9	7	17	11,4	19	17	18	20,8	5	20,8
Totaux(mm)	56,3	4,8	14	13	10	22	26,7	25	18	20	35,2	20,7	210,9

ANNEXE V

Calcul stabilité pour le cas de fin de construction

R=26,25

N°Tr	bi	h1	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang ϕ	N*tang ϕ	dn	a*Gn*dn
0	2,625	0,97	0,000	1,000	15,278	0,000	15,278	2,625	8,925	0,260	3,972	26,880	82,132
1	2,625	1,89	0,077	0,997	29,768	2,290	29,679	2,633	8,952	0,260	7,717	25,790	153,541
2	2,625	2,55	0,154	0,988	40,163	6,179	39,684	2,657	9,033	0,260	10,318	24,790	199,126
3	2,625	2,92	0,231	0,973	45,990	10,613	44,749	2,698	9,173	0,260	11,635	23,910	219,924
4	2,625	3	0,308	0,951	47,250	14,538	44,958	2,759	9,380	0,260	11,689	23,170	218,957
5	2,625	2,72	0,385	0,923	42,840	16,477	39,545	2,844	9,669	0,260	10,282	22,630	193,894
6	2,625	2,04	0,462	0,887	32,130	14,829	28,503	2,959	10,061	0,260	7,411	22,240	142,914
7	2,625	0,84	0,538	0,843	13,230	7,124	11,148	3,115	10,592	0,260	2,899	22,090	58,450
somme						72,050			75,783		65,921		1268,937

Kss	1,97
Kas	1,18

ANNEXE V

Calcul stabilité pour le cas de fin de construction

R=24,88

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \emptyset	N*tang \emptyset	dn	a*Gn*dn
-4	2,48	0,215	0	0	-0,4	0,917	4,383	-1,753	4,017	3,708	12,606	0,26	1,045	33,890	29,711
-3	2,48	1,415	1,204	0	-0,3	0,954	35,804	-10,741	34,155	3,562	12,111	0,26	8,880	32,740	234,445
-2	2,48	2,548	2,082	0	-0,2	0,980	63,976	-12,795	62,683	3,468	11,791	0,26	16,298	31,950	408,803
-1	2,48	2,881	2,598	0,8	-0,1	0,995	78,747	-7,875	78,353	3,415	11,611	0,26	20,372	30,860	486,028
0	2,48	4,013	2,769	0,8	0	1,000	102,814	0,000	102,814	3,398	11,553	0,26	26,732	30,420	625,522
1	2,48	5,145	2,598	0,8	0,1	0,995	124,906	12,491	124,280	3,415	11,611	0,26	32,313	29,740	742,939
2	2,48	6,28	2,082	0,8	0,2	0,980	145,065	29,013	142,134	3,468	11,791	0,26	36,955	29,520	856,466
3	2,48	7,41	1,2	0,8	0,3	0,954	163,009	48,903	155,501	3,562	12,111	0,26	40,430	29,530	962,730
4	2,48	8,54	0	0,73	0,4	0,917	178,678	71,471	163,761	3,708	12,606	0,26	42,578	29,790	1064,562
5	2,48	8,69	0	0	0,5	0,866	177,172	88,586	153,435	3,924	13,340	0,26	39,893	30,299	1073,625
6	2,48	7,58	0	0	0,6	0,800	154,541	92,725	123,633	4,248	14,442	0,26	32,145	30,036	928,359
7	2,48	3,39	0	2,3098	0,7	0,714	83,557	58,490	59,672	4,758	16,178	0,26	15,515	32,013	534,982
8	2,48	1	0	0,8212	0,8	0,600	25,522	20,418	15,313	5,663	19,255	0,26	3,981	33,499	170,995
somme								388,931			171,007		317,135		8119,168

Kss	1,81
Kas	1,04

ANNEXE V

Calcul stabilité pour le cas de fin de construction

R=30,77

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	dn	a*Gn*dn
-1	3,077	1,56	0	0	-0,10	0,995	11,520	-1,152	11,463	-1,005	-3,417	0,260	2,980	25,770	59,376
0	3,077	3,15	0	0	0,00	1,000	23,262	0,000	23,262	0,000	0,000	0,260	6,048	24,930	115,985
1	3,077	3,98	0	0	0,10	0,995	29,392	2,939	29,244	1,005	3,417	0,260	7,603	24,220	142,372
2	3,077	4,87	0	0	0,20	0,980	35,964	7,193	35,237	2,041	6,940	0,260	9,162	23,660	170,182
3	3,077	5,24	0	0	0,30	0,954	38,696	11,609	36,914	3,145	10,693	0,260	9,598	23,280	180,170
4	3,077	5,28	0	0	0,40	0,917	38,992	15,597	35,737	4,364	14,839	0,260	9,291	23,090	180,064
5	3,077	4,99	0	0	0,50	0,866	36,850	18,425	31,913	5,774	19,630	0,260	8,297	23,100	170,248
6	3,077	4,41	0	0	0,60	0,800	32,567	19,540	26,054	7,500	25,500	0,260	6,774	23,330	151,957
7	3,077	2,75	0	0	0,70	0,714	20,308	14,216	14,503	9,802	33,327	0,260	3,771	23,760	96,505
somme								89,519			114,345		60,545		1207,483

Kss	1,95
Kas	1,36

ANNEXE V

Calcul stabilité pour le cas de la vidange rapide

R=28,42

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \emptyset	N*tang \emptyset	dn	a*Gn*dn
-1	2,8	0,48	0,880	0	-0,10	0,995	7,276	-0,728	7,239	2,856	11,425	0,24	1,737	23,950	26,137
0	2,8	1,57	2,970	0	0,00	1,000	24,261	0,000	24,261	2,842	11,368	0,24	5,823	23,288	84,748
1	2,8	2,38	4,640	0	0,10	0,995	37,474	3,747	37,286	2,856	11,425	0,24	8,949	22,774	128,015
2	2,8	2,89	5,910	0	0,20	0,980	46,899	9,380	45,951	2,901	11,602	0,24	11,028	22,427	157,770
3	2,8	3,11	6,780	0	0,30	0,954	52,594	15,778	50,172	2,979	11,917	0,24	12,041	22,261	175,620
4	2,8	3,00	7,210	0	0,40	0,917	54,122	21,649	49,604	3,101	12,404	0,24	11,905	22,285	180,918
5	2,8	2,51	7,240	0	0,50	0,866	51,392	25,696	44,506	3,282	13,127	0,24	10,682	22,503	173,470
6	2,8	1,59	6,760	0	0,60	0,800	43,551	26,131	34,841	3,553	14,210	0,24	8,362	22,911	149,670
7	2,8	0,02	4,070	0	0,70	0,714	20,683	14,478	14,771	3,980	15,918	0,24	3,545	23,499	72,905
somme								116,132			113,396	0,24	74,072		1149,254
											Kss	1,61			
											Kas	1			

ANNEXE V

Calcul stabilité pour le cas de la vidange rapide

R=24,92

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \emptyset	N*tang \emptyset	dn	a*Gn*dn
-4	2,492	0,61	0,000	0	-0,40	0,917	3,147	-1,259	2,884	2,719	10,876	0,24	0,692	32,990	15,571
-3	2,492	2,31	0,000	0	-0,30	0,954	11,916	-3,575	11,367	2,612	10,449	0,24	2,728	31,890	57,000
-2	2,492	3,76	0,000	0	-0,20	0,980	19,396	-3,879	19,004	2,543	10,174	0,24	4,561	30,940	90,016
-1	2,492	4,95	0,000	0	-0,10	0,995	25,534	-2,553	25,406	2,505	10,018	0,24	6,098	30,170	115,555
0	2,492	5,89	0,000	0	0,00	1,000	30,383	0,000	30,383	2,492	9,968	0,24	7,292	29,600	134,901
1	2,492	6,58	0,000	0	0,10	0,995	33,943	3,394	33,772	2,505	10,018	0,24	8,105	29,500	150,196
2	2,492	7,02	0,000	0	0,20	0,980	36,212	7,242	35,481	2,543	10,174	0,24	8,515	29,420	159,805
3	2,492	7,18	0,000	0	0,30	0,954	37,038	11,111	35,332	2,612	10,449	0,24	8,480	29,590	164,391
4	2,492	6,98	0,000	0	0,40	0,917	36,006	14,402	33,000	2,719	10,876	0,24	7,920	30,000	162,027
5	2,492	6,50	0,000	0	0,50	0,866	33,530	16,765	29,038	2,878	11,510	0,24	6,969	30,650	154,154
6	2,492	5,77	0,000	0	0,60	0,800	29,764	17,859	23,811	3,115	12,460	0,24	5,715	62,510	279,084
7	2,492	3,80	0,000	0	0,70	0,714	19,602	13,721	13,999	3,489	13,958	0,24	3,360	32,550	95,707
8	2,492	0,80	0,000	0	0,80	0,600	4,127	3,301	2,476	4,153	16,613	0,24	0,594	21,687	13,425
somme								76,5306			147,543		71,0287		1591,8313

Kss **2,86**

Kas **1,56**

ANNEXE V : Calcul stabilité pour le cas de la vidange rapide

R=24,92

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	dn	a*Gn*dn
-3	3,468	0	0	1,34	0,3000	0,9539	7,6677	-2,300	7,315	3,635	14,542	0,24	1,755	17,636	20,284
-2	3,468	1,38	0	1,94	0,2000	0,9798	21,0078	-4,202	20,583	3,540	14,158	0,24	4,940	17,200	54,200
-1	3,468	2,79	0	2,21	0,1000	0,9950	32,6748	-3,267	32,511	3,485	13,942	0,24	7,803	16,657	81,640
0	3,468	4,2	0	2,3	0,0000	1,0000	43,3119	0,000	43,312	3,468	13,872	0,24	10,395	16,201	105,254
1	3,468	5,62	0	1,73	0,1000	1	50,2440	5,02	49,992	3,485	13,942	0,24	11,998	15,845	119,418
2	3,468	6,83	0	1,2	0,2000	0,9798	55,8976	11,180	54,768	3,540	14,158	0,24	13,144	15,604	130,834
3	3,468	8,07	0	0	0,3000	0,9539	57,9326	17,380	55,264	3,635	14,542	0,24	13,263	15,488	134,589
4	3,468	8,28	0	0	0,4000	0,9165	59,4401	23,776	54,478	3,784	15,136	0,24	13,075	15,502	138,216
5	3,468	7,49	0	0	0,5000	0,8660	53,7689	26,884	46,565	4,005	16,018	0,24	11,176	15,649	126,214
6	3,468	6,37	0	0	0,6000	0,8000	45,7287	27,437	36,583	4,335	17,340	0,24	8,780	15,926	109,241
7	3,468	4,3	0	0	0,7000	0,7141	30,8687	21,608	22,045	4,856	19,425	0,24	5,291	16,328	75,604
8	3,468	0,39	0	0	0,8000	0,6000	2,7997	2,240	1,680	5,780	23,120	0,24	0,403	16,840	7,072
somme								125,75991			190,1938		102,02299		1102,566085
								Kss		2,32					
								Kas		1,86					

ANNEXE V

Calcul stabilité pour le cas de la vidange rapide

R=31,23

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Ssin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui*tangø	dn	a*Gn*dn
-1	3,1	0,91	0	0	-0,1	0,99	4,94	-0,49	4,92	3,14	10,67	0,27	1,33	0,000	30,770	38,04
0	3,1	2,22	0	0	0	1,00	12,06	0,00	12,06	3,12	10,62	0,27	3,26	0,000	30,120	90,84
1	3,1	3,21	0	0	0,1	0,99	17,44	1,74	17,36	3,14	10,67	0,27	4,69	0,000	29,650	129,30
2	3,1	3,87	0	0	0,2	0,98	21,03	4,21	20,60	3,19	10,84	0,27	5,56	0,000	29,280	153,94
3	3,1	4,19	0	0	0,3	0,95	22,77	6,83	21,72	3,27	11,13	0,27	5,86	0,000	29,410	167,41
4	3,1	4,12	0	0	0,4	0,92	22,39	8,96	20,52	3,41	11,59	0,27	5,54	0,000	29,740	166,46
5	3,1	3,61	0	0	0,5	0,87	19,62	9,81	16,99	3,61	12,26	0,27	4,59	0,000	30,270	148,45
6	3,1	2,57	0	0	0,6	0,80	13,97	8,38	11,17	3,90	13,27	0,27	3,02	0,000	23,040	80,44
7	3,1	0,78	0	0	0,7	0,71	4,24	2,97	3,03	4,37	14,87	0,27	0,82	0,000	30,970	32,82
somme								42,396			105,917		34,660	0,000		1007,682

Kss	1,76
Kas	1,34

ANNEXE V

Calcul stabilité pour le cas de la vidange rapide

R=26,80

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui*tang θ	dn	a*Gn*dn
-3	2,68	2,13	0	0	-0,3	0,95	9,93	-2,98	9,48	2,81	9,55	0,27	2,56	0,000	25,770	63,99
-2	2,68	3,8	0	0	-0,2	0,98	17,72	-3,54	17,36	2,74	9,30	0,27	4,69	0,000	24,930	110,44
-1	2,68	5,18	0	0	-0,1	0,99	24,16	-2,42	24,03	2,69	9,16	0,27	6,49	0,000	24,220	146,26
0	2,68	6,3	0	0	0	1,00	29,38	0,00	29,38	2,68	9,11	0,27	7,93	0,000	23,660	173,77
1	2,68	7,15	0	0	0,1	0,99	33,34	3,33	33,17	2,69	9,16	0,27	8,96	0,000	23,280	194,05
2	2,68	7,72	0	0	0,2	0,98	36,00	7,20	35,27	2,74	9,30	0,27	9,52	0,000	23,090	207,81
3	2,68	7,99	0	0	0,3	0,95	37,26	11,18	35,54	2,81	9,55	0,27	9,60	0,000	23,100	215,17
4	2,68	7,93	0	0	0,4	0,92	36,98	14,79	33,89	2,92	9,94	0,27	9,15	0,000	23,330	215,68
5	2,68	7,5	0	0	0,5	0,87	34,97	17,49	30,29	3,09	10,52	0,27	8,18	0,000	23,760	207,75
6	2,68	6,6	0	0	0,6	0,80	30,78	18,47	24,62	3,35	11,39	0,27	6,65	0,000	24,390	187,66
7	2,68	5,07	0	0	0,7	0,71	23,64	16,55	16,88	3,75	12,76	0,27	4,56	0,000	25,200	148,95
8	2,68	2,56	0	0	0,8	0,60	11,94	9,55	7,16	4,47	15,19	0,27	1,93	0,000	26,160	78,07
somme								89,617			124,931		80,214	0,000		1949,605

Kss	1,93
Kas	1,21

ANNEXE V

Calcul stabilité pour le cas de la vidange rapide

R=27,08

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \varnothing	N*tang \varnothing	Ui*tang \varnothing	dn	a*Gn*dn
-4	2,71	0,46	0	0	-0,4	0,92	2,17	-0,87	1,99	2,95	10,05	0,27	0,54	0,000	26,880	11,65
-3	2,71	2,19	0	0,59	-0,3	0,95	12,96	-3,89	12,36	2,84	9,65	0,27	3,34	0,000	25,790	66,82
-2	2,71	3,27	0	1,44	-0,2	0,98	21,84	-4,37	21,40	2,76	9,40	0,27	5,78	0,000	24,790	108,29
-1	2,71	4,44	0	1,99	-0,1	0,99	29,81	-2,98	29,66	2,72	9,25	0,27	8,01	0,000	23,910	142,56
0	2,71	5,57	0	2,26	0	1,00	36,34	0,00	36,34	2,71	9,21	0,27	9,81	0,000	23,170	168,42
1	2,71	6,70	0	2,26	0,1	0,99	41,67	4,17	41,46	2,72	9,25	0,27	11,19	0,000	22,630	188,59
2	2,71	7,83	0	1,99	0,2	0,98	45,79	9,16	44,86	2,76	9,40	0,27	12,11	0,000	22,240	203,66
3	2,71	9,8	0	1,44	0,3	0,95	52,61	15,78	50,19	2,84	9,65	0,27	13,55	0,000	22,090	232,44
4	2,71	10,08	0	0,59	0,4	0,92	50,13	20,05	45,95	2,95	10,05	0,27	12,41	0,000	22,170	222,29
5	2,71	10,61	0	0	0,5	0,87	49,99	25,00	43,30	3,13	10,63	0,27	11,69	0,000	22,470	224,67
6	2,71	10,18	0	0	0,6	0,80	47,97	28,78	38,37	3,39	11,51	0,27	10,36	0,000	23,010	220,75
7	2,71	9,27	0	0	0,7	0,71	43,68	30,58	31,19	3,79	12,89	0,27	8,42	0,000	23,760	207,56
8	2,71	7,73	0	0	0,8	0,60	36,42	29,14	21,85	4,51	15,35	0,27	5,90	0,000	24,700	179,93
9	2,71	5,21	0	0	0,9	0,44	24,55	22,09	10,70	6,21	21,12	0,27	2,89	0,000	25,810	126,72
somme								172,642			157,405		115,999	0,000		2304,352

Kss	1,43
Kas	1,24