

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'AVANT PROJET DETAILLE
D'UN PETIT BARRAGE SUR OUED GUERGOUR
COMMUNE DE TAFRAOUT (W.MEDEA)**

PRESENTE PAR :

MAHMOUDI KHALED

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
D.DJODAR	Maître de Conférences (B)	Membre
M.D BENSALAH	Maître Assistant (A)	Membre
I. ZAIBAK	Maître Assistant (A)	Membre
A.ZEROUAL	Maître de Conférences (B)	Promoteur

Session – 2017

Remerciement

- ❖ *Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont apportés un soutien pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude, particulièrement mes parents.*

- ❖ *Toute ma gratitude pour mon promoteur M^{er} ZEROUAL.A pour ses judicieux conseils ainsi que sa disponibilité tout au long de l'élaboration de ce travail.*

- ❖ *Mon respect s'adresse aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.*

- ❖ *Je tiens à présenter par occasion tout mon respect à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire.*

- ❖ *Je n'oublie pas non plus tous mes amis et les membres de ma famille qui m'ont toujours encouragé.*

M.KHALED

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect.

❖ *A mes parents pour les sacrifices qu'ils ont consentis
à mon égard*

❖ *A mes frères et sœurs*

❖ *A toute ma famille*

❖ *A mes amis sans exception*

M. KHALED

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE

PARTIE I : SYNTHESE DE L'ETUDE DE FAISABILITE

Introduction	1
I.1 SITUATION DU PROJET.....	2
I.2. Recherche et choix du site.....	3
I.2.1 Choix de l'axe du barrage.....	3
I.3 Géologie de la zone d'étude	4
I.3.1 Cadre géologique.....	4
I.3.2 Stratigraphie	5
I.3.2.1 Quaternaire.....	5
I.3.2.2 Tertiaire.....	5
I.3.2.3 Le secondaire	8
I.3.3 Tectonique.....	9
I.3.3.1 Autochtone.....	9
I.3.3.2 Allochtone.....	9
I.3.3.3 Décrochement	10
I.3.4 Géologie locale.....	11
I.3.4.1 Description générale	11
I.3.4.2 Lithologie.....	11
I.3.4.3 Marnes de l'Oligocène.....	11
I.3.4.4 Colluvions	11
I.3.4.5 Hautes terrasses alluvionnaires	11
I.3.4.6 Basses terrasses alluvionnaires	11
I.3.4.7 Lit de l'Oued.....	12
I.3.5 Conclusions	12
I.4 GEOTECHNIQUE.....	12
I.4.2 Puits.....	12
I.4.3 Essais géotechnique.....	13
I.4.3.1 Essais physique	14
I.4.3.2 Essais Proctor Normal.....	15
I.4.3.3 Essais mécaniques.....	17

I.4.3.4 Essais chimiques	18
I.4.4 Conclusion et recommandations	18
I.5 CARACTERISTIQUES HYDROGEOLOGIQUES	21
I.5.1 Eaux souterraines	21
I.6 SISMICITE DU SITE	22
I.7 HYDROLOGIE.....	23
I.7.1 Données climatologiques	23
I.7.1.1 Température de l'air.....	23
I.7.1.2 Vent.....	23
I.7.1.3 Précipitations.....	24
I.7.1.4 Evaporation.....	24
I.7.1.5 Apports.....	24
I.7.2 Transports solides.....	24
I.7.3 Crues du projet	25
I.8 CONCEPTIONS DE BARRAGE ET OUVRAGES ANNEXES :	25
I.8.1 Digue	25
I.8.2 Evacuateur de crue	25
I.8.3 Vidange de fond et prise d'eau.....	26
CONCLUSIONS	26

PARTIE II : ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLEE

CHAPITRE I : ETUDE HYDROLOGIQUE ET REGULARISATION

Introduction	27
I.1 Bassin versant.....	27
I.1.1 Caractéristiques physiques du bassin versant	27
I.1.1.2 Caractéristiques géométriques	27
I.1.2 Caractéristiques hydro morphologiques.....	28
I.1.3 Hypsométrie du bassin versant.....	29
I.1.3.1 Caractéristique de relief	29
I.1.4 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant.....	34
I.1.4.1 Pente du cours d'eau principal.....	34
I.1.4.2 Densité de drainage.....	34
I.1.4.3 Temps de concentration	35

I.1.4.4 Vitesse de ruissellement.....	35
I.1.5 Profil en long de l'Oued.....	36
I.2 Données climatologiques	37
I.2.1 Température de l'air.....	37
I.2.2 Vent.....	37
I.2.3 Evaporation	37
I.2.4 Pluviométrie	38
I.2.5 Homogénéisation des données	40
I.2.6 Les précipitations maximales journalières	42
I.3 Choix de la loi d'ajustement.....	43
I.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	43
I.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale)	45
I.3.3 Test de validité de l'ajustement (Test de Khi carrée).....	47
Conclusion.....	47
I.4 Pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	48
I.5 Etude des apports	50
I.5.1 Apports liquides	50
I.5.1.1 Apports annuelle moyen	50
I.5.1.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	51
I.5.1.3 Estimation fréquentielle des apports.....	53
I.5.2 Apport solides	54
I.5.2.1 Estimation de l'érosion spécifique.....	55
I.5.2.1 calcul du volume mort	56
I.6 ETUDE DES CRUES	56
I.6.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue.....	56
I.6.2 Hydrogramme de crue.....	59
I.6.2.1 Estimation du volume de crue.....	62
I.6.3 Choix de la crue de projet	63
I.7 Régularisation	64
I.7.1 Répartition mensuel de l'apport 80%.....	65
I.7.2 Répartition mensuelle des besoins	65
I.7.3 Courbe Hauteur Surface Volume (HSV)	65
I.7.4 Calcul du volume utile	67
I.7.4.1 Détermination de la période à bonne hydraulicité	68
I.7.4.2 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	68
I.7.4.3 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes).....	71
I.8 Laminage des crues	76
I.8.1 Méthode de Muskingum	77

I.9 Etude d'optimisation	82
I.9.1 Calcul du coût approximatif de la digue	82
I.9.1.1 Revanche.....	83
I.9.1.2 Largeur en crête	84
I.9.2 Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues :.....	85
I.9.2.1 Coût du déversoir.....	85
I.9.2.2 Coût du coursier.....	86
Conclusion.....	88

CHAPITRE II : ETUDE DES VARIANTES

Introduction	89
II.1 Généralités	89
II.2 Choix du site du barrage	90
II.3 Choix du type de barrage	90
II.4 Variantes à choisir.....	91
II.4.1 Barrage zoné a noyau d'argile	91
II.4.2 Barrage en terre homogène	92
II.4.3 Barrage en enrochement avec masque en béton	92
II.5 Définition du profil général du barrage	92
II.5.1 Hauteur de barrage.....	92
II.5.1.1 Calcul de la revanche.....	92
II.5.2 Largeur en crête	93
II.5.3 Longueur en crête	94
II.5.4 Pentes des talus	94
II.5.5 Bermes	94
II.5.6 Revêtement de la crête et des talus de la digue.....	95
II.5.6.1 Crête	95
II.5.6.2 Talus	95
II.5.7 Etanchéité du barrage.....	97
II.5.7.1 Noyau	97
II.5.8 Drains et Filtres.....	98
II.5.8.1 Drains	98
II.5.8.2 Filtre	99
II.5.9 Clé d'ancrage	100
II.6 Etude comparative	101

II.6.1 Calcul du volume des différents matériaux	101
II.6.2 Barrage homogène en argile avec drain incliné	101
II.6.2.1 Recharges (argile).....	101
II.6.2.2 filtres et drains	102
II.6.2.3 Protection rip-rap.....	103
II.6.3 Barrage a zones	103
II.6.3.1 Noyau	104
II.6.4 Barrage en enrochement avec masque en béton	106
II.6.4.2 Masque en béton.....	107
II.7 Estimation du coût des variantes.....	108
Conclusion	109

CHAPITRE III : CONCEPTION DETAILLE DE LA DIGUE

Introduction	110
III.1 Conception de La Digue	110
III.1.1 Revanche du barrage	110
III.1.2 Hauteur du barrage	110
III.1.3 Largeur en crête	110
III.1.4 Bermes	111
III.1.5 Classification de l'ouvrage	111
III.1.6 Pentes des talus.....	111
III.1.7 Protection de la crête	112
III.1.8 Revêtement des talus de la digue.....	112
III.1.8.1 Talus aval	112
III.1.8.2 Talus amont.....	113
III.1.9 Drainage de la digue	114
III.1.9.1 Constitution et fonctionnement des filtres et drains	114
III.1.9.2 Calcul des drains	116
III.1.9.3 Calcul des filtres.....	117
III.1.9.4 Clé d'ancrage.....	121
Conclusion	121

CHAPITRE IV : ETUDE DES INFILTRATIONS

IV.1 Défaut d'étanchéité et conséquences des infiltrations	122
IV.2 Hypothèse de calcul de filtrations pour les barrages en terre	122
IV.3 Ligne de saturation	123
IV.4 Calcul d'infiltration	124
IV.4.2 Fondation.....	125
IV.5 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage	126
IV.5.1 Dispositif d'étanchéité.....	126
IV.5.2 Fondation du barrage.....	126
Conclusion.....	127

CHAPITRE V : ETUDE DE STABILITE

V.1 Calcul de stabilité	128
V.1.1. Généralités sur la stabilité des barrages (Talus)	128
V.1.2 Conséquences de l'instabilité des talus	128
V.1.3 Ordre de calcul (Méthode des tranches)	128
V.1.3.1 Calcul des forces appliquées à chaque tranche.....	131
V.1.3.2 Classement des forces	132
V.1.3.3 Calcul du coefficient de sécurité	133
Conclusion.....	134

CHAPITRE VI : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

Introduction	135
VI.1 Evacuateur de crue	135
VI.1.1 Différents types d'évacuateurs de crue	135
VI.1.2 Choix de l'évacuateur de crue.....	136
VI.1.3 Dimensionnement de l'évacuateur de crue	136
VI.2 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange	150
VI.2.1 Calcul du débit de vidange	150
VI.2. Calcul hydraulique	150
VI.3 Dimensionnement de la prise d'eau	152

VI.4 Dérivation provisoire.....	153
Conclusion.....	153

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction	154
VII.1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise.....	154
On peut distinguer les installations suivantes :.....	154
VII.1.1 Installations destinées au personnel	154
VII.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux	154
VII.1.3 Installations destinées à la réparation des engins.....	155
VII.1.4 Installation destinée pour la préfabrication.....	155
VII.1.5 Moyens de chantier	155
VII.2 Planification	155
VII.2.1 Définition	155
VII.2.2 Techniques de la planification	156
VII.2.3 Méthodes basées sur le réseau	156
VII.2.3.1 Définition du réseau.....	156
VII.2.3.2 Construction du réseau	156
VII.2.4 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique).....	157
VII.2.4.1 Paramètres de la méthode C.P.M.....	157
VII.2.4.2 Chemin critique (C.C)	158
VII.2.5 Plannings.....	158
VII.3 Délai de construction et programme des travaux.....	159
VII.3.1 Symboles des différentes opérations.....	159
VII.3.2 Détermination des chemins critiques	161
Conclusion.....	163

CONCLUSION GENERALE

Liste des tableaux

Tableau n° I.1 : Situation et la profondeur de chaque puits.....	13
Tableau n° I.2 : Récapitulation des résultats des essais géotechniques.	15
Tableau n° I.3 : Récapitulation des résultats des essais géotechniques.	15
Tableau n° I.4 : Récapitulation des résultats des essais Proctor normal.....	15
Tableau n° I.5 : Tableau récapitulatif des résultats des essais de cisaillement.....	18
Tableau n° I.6 : Tableau récapitulatif des résultats des essais oedométrique.....	18
Tableau I.7 : Résumé des informations des puits d'essais (Puits n° 1).....	19
Tableau n° I.8 : Résumé des informations des puits d'essais (Puits n° 2).....	19
Tableau n° I.9 : Résumé des informations des puits d'essais (Puits n° 3).....	19
Tableau n° I.10 : Résumé des informations des puits d'essais (Puits n° 4).....	20
Tableau n° I.11 : Résumé des informations des puits d'essais Puits n° 5).....	20
Tableau n° I.12 : Résumé des informations des puits d'essais (Puits n° 6).....	20
Tableau n° I.13 : Résumé des informations des puits d'essais (Puits n° 7).....	20
Tableau n° I.14 : Résumé des informations des puits d'essais (Puits n° 8).....	20
Tableau n° I.15 : Résumé des informations des puits d'essais (Puits n° 9).....	21
Tableau n° I.16 : Résumé des informations des puits d'essais (Puits n° 10).....	21
Tableau n° I.17 : Résumé des informations des puits d'essais (Puits n° 11).....	21
Tableau n° I.18 : Résumé des informations des puits d'essais (Puits n° 12).....	21
Tableau n° I.19 : Coefficients d'accélération du séisme.	22
Tableau n° I.20 : Caractéristiques du bassin versant au site du petit barrage de Tafraout.	23
Tableau n° I.21 : Température mensuelle en degré Celsius mesurées à la station de Médéa.	23
Tableau n° I.22 : Précipitations mensuelles.....	24
Tableau n° I.23 : Evaporation sur plan d'eau – Répartition mensuelle.	24
Tableau n° I.24 : Répartition mensuelle des apports.	24
Tableau n° I.25 : Crues de projet.	24
Tableau n° I.1 : Répartition hypsométrique du bassin versant du l'oued principal.....	30
Tableau n° I.1 : Répartition hypsométrique du bassin versant du l'oued principal.....	30
Tableau n° I.2 : Altitude moyenne pondérée du bassin versant.....	31
Tableau n° I.3 : les altitudes caractéristiques du bassin versant.	32
Tableau n° I.4 : Détermination de la pente de Roche Ip.(1913).....	33
Tableau n° I.5 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).	34
Tableau n° I.6 : Longueur de cours d'eau principale en chaque altitude.....	36
Tableau n° I.7 : Température mensuelle en degré Celsius mesurées à la station de Médéa.	37

Tableau n° I.8 : Evaporation sur plan d'eau – Répartition mensuelle.	38
Tableau n° I.9 : Répartition mensuelle de la pluviométrie de la station de Ch.el Adhaoura.	38
Tableau n° I.10 : Répartition mensuelle de la pluviométrie de la station de Ch.el Adhaoura.	40
Tableau n° I.11 : calcul d'homogénéité de la série pluviométrique.	41
Tableau n° I.12 : Résultat de test de Wilcoxon.....	42
Tableau n° I.13 : Caractéristiques de la série de P_{JMAX}	42
Tableau n° I.14 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel.	44
Tableau n° I.15 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon :	45
Tableau n° I.16 : résultat de l'ajustement à la loi de Galton.....	46
Tableau n° I.17 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon.	47
Tableau n° I.18 : Résultat de test de Khi carrée.	47
Tableau n° I.21 : Apport moyen annuel.....	51
Tableau n° I.22 : Résultat de calcul de l'apport fréquentiel d'Oued Guergour.	54
Tableau n° I.23 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	54
Tableau n° I.24 : Variation des valeurs α en fonction de la perméabilité.....	55
Tableau n° I.25 : Résultat du calcul de volume mort.	56
Tableau n° I.26 : Q_{max} de crue pour différents périodes de retour (MALLET-GAUTHIER)	57
Tableau n° I.27 : Valeur de γ en fonction de Caractéristique bassin versant.	58
Tableau n° I.28 : Récapitulations des résultats de la formule de SOKOLOVSKY.....	58
Tableau n° I.29 : Récapitulations des résultats de la formule de TERAZZA.....	58
Tableau n° I.30 : Récapitulations des résultats de la méthode rationnelle.	59
Tableau n° I.31 : Récapitulations des résultats de débit de crue.	59
Tableau n° I.32 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.....	60
Tableau n° I.33 : Valeurs de débits de crues en fonction de temps.	61
Tableau n° I.34 : Volumes des crues maximales d'Oued Guergour.....	62
Tableau n° I.35 : Crue de projet recommandée.(ANCLOD ,1986).....	64
Tableau n° I.36 : Répartition mensuelle de l'apport 80% est donnée dans le tableau suivant.....	65
Tableau n° I.37 : Répartition mensuelle des besoins en irrigation :	65
Tableau n° I.38 : Hauteur – Surface – Volume de petit barrage de Tafraout.	66
Tableau n° I.39 : Détermination de la période à bonne hydraulité.	69
Tableau n° I.40 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm3).	71
Tableau n° I.41 : Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques.....	73
Tableau n° I.42 : Volumes des pertes dans la retenue.	73

Tableau n° I.43 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	74
Tableau n° I.44 : Volumes des pertes dans la retenue.	74
Tableau n° I.45 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2 ^{ème} itération).	76
Tableau n° I.46 : Données de base pour la méthode de Muskingum.	79
Tableau n° I.47 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage.	79
Tableau n° I.48 : Calcul de l'hydrogramme laminé	80
Tableau n° I.49 : Calcul de l'hydrogramme laminé (Suite).....	81
Tableau n° I.50 : Récapitulations des résultats de la méthode de Muskingum.	83
Tableau n° I.51 : Calcul de la revanche.	84
Tableau n° I.52 : Hauteurs du barrage pour différentes charges déversées.	85
Tableau n° I.53 : Exemple de calcul du volume de la digue pour (b=6 m).	86
Tableau n° I.54 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs... 86	
Tableau n° I.55 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs 87	
Tableau n° I.56 : Résultats de calculs du coût du coursier.	88
Tableau n° I.57 : Récapitulations des prix totaux.....	88
Tableau n° I.58 : Résultats de l'étude de la régularisation et du laminage des crues	89
Tableau n° II.1 : Calcul de la revanche	93
Tableau n° II.2 : Hauteurs du barrage pour différentes charges déversées.	93
Tableau n° II.3 : Valeurs indicatives des pentes des talus.....	94
Tableau n° II.6 : Volumes des recharges (argile).	102
Tableau n° II.7 : Volume des graviers.....	102
Tableau n° II.8 : Volume des sables.....	103
Tableau n° II.9 : Volume du rip-rap.	103
Tableau n° II.10 : Volumes des recharges.....	104
Tableau n° II.11 : Volume du noyau.	104
Tableau n° II.12 : Volume du rip-rap.	105
Tableau n° II.13 : Volume des sables.....	105
Tableau n° II.14 : Volume des graviers.....	106
Tableau n° II.15 : Volumes des recharges.....	107
Tableau n° II.16 : Volume du béton.	107
Tableau n° II.17 : Volume des graviers.....	108
Tableau n° II.18 : Coûts des différentes variantes étudiées.....	108

Tableau n° III.1 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.	111
Tableau n° III.2 : Valeurs indicatives des pentes des talus.	112
Tableau n° III.3 : Valeur de C	113
Tableau n° III.4 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.....	114
Tableau n° III.5 : Epaisseur minimal de drain.	116
Tableau n° IV.1 : Coordonnées de la courbe de saturation.	124
Tableau n° IV.2 : Gradient hydraulique admissible.	126
Tableau n° IV.3 : Détermination du gradient d'infiltration admissible.....	127
Tableau n° IV.4 : Détermination du coefficient de sécurité.	127
Tableau n° V.1 : Coefficient de stabilité admissible des talus.....	129
Tableau n° V.2 : Valeurs de K1 et K2	130
Tableau n° V.3 : Valeurs de K1 et K2 ;R1 et R2.....	130
Tableau n° V.4 : Coefficient de sécurité.....	134
Tableau n° VI.1 : Coordonnées du profil de déversoir type Creager	138
Tableau n° VI.2 : Hauteurs d'eau et pertes de charge.	139
Tableau n° VI.3 : Cote de fond de l'auge et de la ligne d'eau.....	140
Tableau n° IV.4 : Calcul itératif de la hauteur normale pour le chenal d'écoulement.	142
Tableau n° VI.5 : Calcul de ligne d'eau dans le coursier.	145
Tableau n° VI.6 : Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.....	146
Tableau n° VII.1 : Symboles des opérations.....	159

Liste des figures

Figure I.2. Extrait de la carte géologique d'Ain Boucif N° 137 au 1/50 000.....	7
Figure I.3 : Courbes craniométrique de la zone d'emprunte.....	16
Figure I.4 : Abaque de plasticité (Bureau d'Eudes TASSILI ENGINEERING, 2011).....	17
Figure I.5. Carte zonage sismique du territoire national-RPA 2003	22
Figure I.1. Courbe hypsométrique : PB oued Guergour.....	30
Figure I.2. Réseau hydrographique du bassin versant.....	36
Figure I.3. Profil en long de cours d'eau de principal.....	37
Figure I.4. Répartition mensuelle de la précipitation moyenne annuelle de la station de Chellalet el Adhaoura.	39
Figure I.5. Plan de situation du PB sur la carte Pluviométrique ANRH.	39
Figure I.6. Répartition mensuelle de la précipitation moyenne annuelle.	39
Figure I.7. représentation graphique de la loi de Gumbel.	39
Figure I.8. Représentation graphique de la loi de log-normale (Galton).....	46
Figure I.9. Pluies de Courte durée.	49
Figure I.10. Intensité –Durée –Fréquence.	49
Figure I.11. Hydrogrammes de crues d'Oued Guergour.	61
Figure I.12. Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 100 ans.	64
Figure I.13. Courbe Surface-Hauteur.	67
Figure I.14. Courbe Volume-Hauteur.	67
Figure I.16. Courbe caractéristique du barrage.	79
Figure I.17. Hydrogrammes de sorties.	81
Figure I.18. Courbe d'optimisations des coûts en fonction de la largeur b du déversoir... ..	88
Figure V.1. Schéma de calcul de stabilité.....	130
Figure VI.1. Profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove.....	138
Figure VI.2. Schéma de l'auge de réception de l'évacuateur latéral.....	140
Figure VI.3. Ligne d'eau au niveau du coursier de l'évacuateur.....	145
Figure VI.4. Schéma de bassin de dissipation USBR type III,	147
Figure VI.5. Longueur relatif L_b/h_2 (----) bassin de type II, (. . .) bassin de type III.	148
Figure VI.6. Hauteurs (—) des blocs S et (- - -) du seuil terminal S_s ;Peterka 1983)..	148
Figure VII.1. Réseau à nœuds	160

Liste des planches

Planche 1/6 : Vue en plan de l'aménagement sur Oued Guergour.

Planche 2/6 : Profil en long et coupe géologique suivant l'axe de Oued Guergour.

Planche 3/6 : Les variantes de la digue du petit barrage.

Planche 4/6 : Coupes en travers de la digue du petit barrage.

Planche 5/6 : Profil en long de l'évacuateur de crues.

Planche 6/6 : Schéma de calcul de la stabilité.

ملخص:

تندرج دراستنا هذه في إطار الحفاظ على الموارد المائية واستغلالها من أجل تخزين ملايين الأمتار المكعبة في الجزائر عامة، وبولاية المدية بصفة خاصة، وهذا لتغطية العجز المسجل في مياه السقي. وضمن هذا الإطار، تأتي مذكرتنا هذه لتناول دراسة مفصلة لسد مائي على مستوى ولاية المدية وبالتحديد على مستوى وادي قرفور.

بعد الدراسة المعمقة والشاملة لمختلف جوانب المشروع (الجيولوجية، الهيدرولوجية والطبوغرافية)، قمنا باختيار الاقتراح المناسب لجسم السد وتصميمه، وتحققنا من ثباته، ثم قمنا بحساب ابعاد المنشآت الملحقة.

Résumé:

Notre présente étude s'inscrit dans le cadre de la conservation et la mobilisation des millions de mètre cubes d'eau en Algérie en générale et à Médéa en particulier.

L'étude que nous avons menée dans ce mémoire est une étude d'avant-projet détaillé d'un petit barrage dans la wilaya de Médéa et précisément sur l'Oued Guergour.

Après une étude profonde et complète des différentes parties (géologique, hydrologique, topographique), nous avons choisi la variante adéquate et nous avons fait le dimensionnement de celle-ci, la vérification de sa stabilité ainsi que le dimensionnement des ouvrages annexes.

Abstract:

Our present survey makes past of the conservation and the mobilization of millions of water cubic meters in Algeria and in Médéa precisely. It is a study detailed draft of a small dam in the Wilaya of Médéa and precisely on Wadi Guergour. After a precise and complete study of the various stages (geological, hydrological, topographic), we chose the type of the adequate dam, determine its measurements then we made the verification of its stability as well as the dimensionality of the supplementary works.

INTRODUCTION GENERALE

Vu que l'eau est la source de vie, et en aucun cas ne sera la vie sans l'existence de cette précieuse matière et par conséquent de dérèglement climatique, la persistance de la sécheresse et l'augmentation de mode de vie, ce qui fait que la demande ne cesse d'augmenter, c'est ce qui rend cette matière dispensable à la vie de plus en plus rare. D'après des statistiques, 30 millions de personnes n'ont pas l'accès à l'eau potable et plusieurs maladies apparaissent par la consommation d'une eau insalubre.

Pour résoudre ces problèmes et subvenir au besoin de la population en matière de l'eau que ce soit pour la consommation ou l'irrigation ou l'industrie on aura besoin des ouvrages de stockage d'eau pour la restituer en périodes déficitaires. Et parmi ces ouvrages de stockage d'eau il y a les barrages et les retenues collinaires.

L'Algérie est classée parmi les pays pauvres en eau douce, et souffre comme tous les autres pays du manque flagrant de cette matière notamment dans certaines régions du sud. Partant de ce constat, les autorités publiques réagissent. Cette volonté s'est manifestée au plan institutionnel, par l'adoption de la solution la plus utilisée au monde, à savoir la mobilisation des eaux superficielles par l'édification des barrages et des retenues collinaires.

La réalisation de ce petit BARRAGE SUR OUED GUERGOUR WILYA DE MEDEA qui fera l'objet de ce PFE a pour but de satisfaire les besoins d'irrigation des périmètres agricoles et l'abreuvoir des bétails.

Après avoir présenté une synthèse de l'étude de faisabilité à partir de l'étude réalisée par le bureau d'étude TASSILI ENGINEERING, nous passons à la deuxième partie intitulée étude d'avant-projet détaillée de la digue. Nous avons tenu à ce qu'APD soit composée de deux axes :

Le premier étant une analyse détaillée des données pluviométriques et géomorphologiques en vue de déterminer toutes les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre petit barrage et le calcul de l'optimisation a pour but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue, le second présentera les variantes possibles qui sont déterminées à partir d'une analyse géologique du site, la disponibilité des matériaux et le facteur économique et enfin une étude de conception détaillée de la digue et la vérification de sa stabilité ainsi que le dimensionnement des ouvrages annexes.

PARTIE I :

**SYNTHESE DE L'ETUDE DE
FAISABILITE**

Introduction

Les besoins en eau destinée à l'irrigation des surfaces agricoles de l'Algérie démontrent au fil des années un accroissement important. C'est le cas de la région de Médéa. La satisfaction de ces besoins en eau, en progression constante, ne sera possible que par la mobilisation de nouvelles ressources à savoir la construction des nouveaux barrages, telle que le petit barrage de Tafraout.

La présente partie est la synthèse de l'étude de faisabilité du petit barrage Tafraout. Il a pour objectif la description générale de l'aménagement et la présentation d'un exposé descriptif et justificatif de la solution adoptée. Il résume les études préliminaires faites pendant l'étude de faisabilité telle que l'étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique. Ce qui nous permettra de faire l'étude d'avant-projet détaillé de ce barrage en se basant et en complétant les études faites au stade de faisabilité.

I.1 SITUATION DU PROJET

Le site de petit barrage est situé sur l'oued Guergour dans la commune de Taфраout (Wilaya de MEDEA), A environ 60 km à Sud-Est de la ville de Médéa et à 8 km au Nord-Ouest de la ville de Chellalat El Adhaoura, Pour y accéder, à partir de Chellalet EL ADHAOURA, on prend vers le NO la CW70 ; à la sortie de Taфраout, environ 1 km plus loin, on emprunte vers la gauche, (ouest), une piste d'assez bonne qualité qui mène droit à l'axe amont après 500 m de distance.

Les coordonnées UTM du site extraites de la carte au 1/50 000 Chellalet EL ADHAOURA sont données ci-après :

X = 530 453 m et Y = 3 981 840 m

Le plan de situation ci-dessous permet de repérer le site avec son bassin versant.

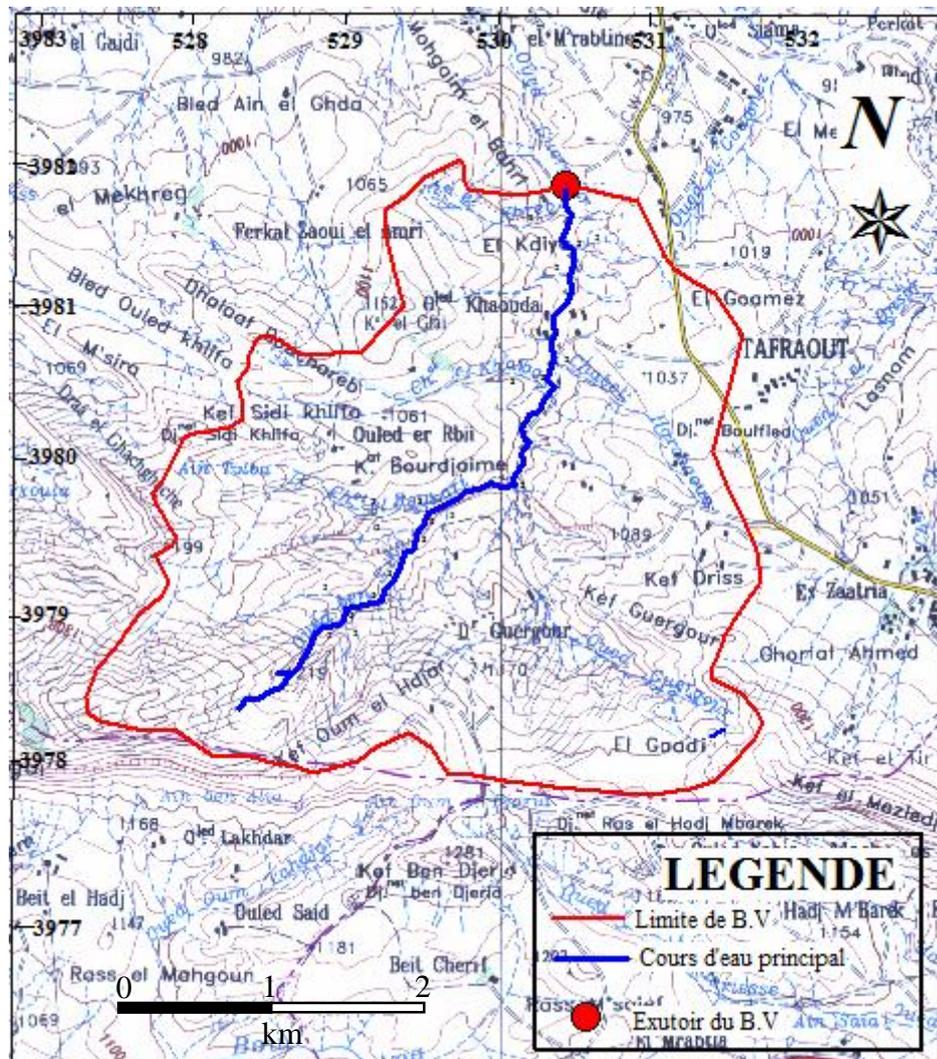


Figure I.1. Plan de situation du petit barrage d'Oued Guergour sur la carte d'état-major du Chellalet El Adhaoura N° NI 31-XX11 1 EST 1/50000

I.2. Recherche et choix du site

Le choix du site est basé sur les conditions géologiques et hydrologiques et une surface suffisante qui permet le remplissage de la retenue, ainsi qu'un d'eau stocké dans la retenue garantissant les besoins demandés.

Un site a été prédestiné pour avoir donné un aspect favorable d'une éventuelle projection d'une retenue collinaire.

I.2.1 Choix de l'axe du barrage

Pour le choix de l'axe du barrage pour la réalisation d'un ouvrage qui répond aux meilleures conditions techniques et économiques on est basé essentiellement sur les connaissances et les conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques du site.

Parmi les critères déterminants pour le choix d'un site d'une retenue collinaire, on distingue les différents points suivants :

- Garantir la quantité d'eau qui sera emmagasinée dans la retenue.
- Bonne géologie pour l'emplacement du barrage et de la retenue
- Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume d'un remblai minimum.
- Choisir l'emplacement rapproché et facile des zones d'accès existantes, afin d'éviter la création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre.
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

Lors de la préparation d'un inventaire de sites possibles des barrages dans la région, et sur la base des résultats géologiques et des conditions topographiques, nous avons choisi l'axe le plus économique et le plus stable.

Ses coordonnées UTM sont :

$$X = 530\ 453\ \text{m}$$

$$Y = 3\ 981\ 840\ \text{m}$$

$$Z = 760\ \text{m}$$

I.3 Géologie de la zone d'étude

La géologie générale de la zone d'étude a été établie sur la base des reconnaissances effectuées par F.Chevilly (1950 à 1955), géologie de la S.N.REPAL, en collaboration avec J.Guillement.

La géologie locale a été effectuée à la base de l'observation de terrain et de travaux de reconnaissance qui a fait par le bureau d'études Tassili Engineering.

I.3.1 Cadre géologique

Le site de petit barrage de Taфраout sur Oued Guergour est situé à environ une centaine de km au SE du chef-lieu de Wilaya MEDEA, et au NO a une dizaine de km de Chellalat El Adhaoura.

Ce site se trouve au nord des monts de Kef Lakhdar dans une zone assez accidenté et a morphologie bien accusée.

La région d'étude se trouve au Sud de tell, en bordure des Hautes plaines et constitue le cœur de la région naturelle du Titteri. Le relief est accidenté avec de longues crêtes gréseuses d'altitudes assez conséquentes elles oscillent entre 1100 et 1400 mètres, culminant à 1464 m au Kef Lakhdar Chergui au Sud-Ouest de notre ouvrage proprement dit.

Ce secteur des hautes plaines n'est pas tellement fermé puisque la cluse du Chélif lui ouvre une communication avec la méditerranée, malgré l'absence de barrière topographique, les cours d'eau issus de la région d'Ain Boucif n'atteignent pas le Chélif.

Les voies d'accès empruntent les combes marneuses Est-Ouest allongées entre les Kefs par gréseux (route Tleta des Douairs à Chellalat El Adhaoura par Ain Boucif, plus au Sud de cette dernière localité, une rupture de ligne de crêtes gréseuses, due à des causes tectoniques, facilite la pénétration Sud-Nord (route Ain Boucif à Birine). Par contre le massif compact de Kef Lakhdar est un obstacle de la pénétration et n'est accessible que par une route escarpée.

La carte géologique (feuille) d'Ain Boucif, montre que la quasi-totalité de la feuille appartient à la zone allochtone (nappes de glissement). Cette région est caractérisée par un style en écaillés chevauchantes, avec des contacts anormaux traversant parfois toute la feuille d'Est en Ouest.

Les hypothèses sur l'épaisseur de la nappe, le pendage des contacts anormaux, la structure sur l'épaisseur de la nappe, la structure intense des écaillés, sur lesquelles est basée

la théorie s'appuient sur des résultats de sondages et sur l'interprétation de la sismique réflexion. Un seul sondage est situé sur la feuille d'Ain Boucif en plus de l'extrapolation des résultats des travaux effectués sur les feuilles voisines.

Les terrains, ou dominant l'Oligocène et le Miocène, sont attribués au nappe Sud-Telliennes. Il s'agit d'une zone à simple et calme disposition des unités.

I.3.2 Stratigraphie

La série stratigraphie de la zone d'étude englobe des terrains appartenant au Quaternaire, au Tertiaire (Miocène) et secondaire (Trias, Crétacé, voir fig.1).

I.3.2.1 Quaternaire

- Alluvions récentes (a) :

Ces alluvions sont constituées de limons fins et cailloutis. On les rencontre au Sud, au Nord-Ouest, au Sud-Ouest et au Sud-Est de la zone d'étude. Ces limons forment les basses terrasses des principaux cours d'eau.

- Alluvions anciennes (A) :

Il s'agit toujours de limons et cailloutis formant des terrasses situées entre 20 et 40 m au-dessus du niveau actuel des Oueds. Ces terrasses sont bien conservées au Sud en générale. On les rencontre, au Sud-Ouest de la zone d'étude.

- Eboulis de pente(A) :

En rencontre ces éboulis, de façon abondante le long des kefs gréseux oligocènes et miocènes.

-Pliocène(P^c) :

Il s'agit d'un placage de grès grossiers et de conglomérats continentaux, affleurant au Sud-Ouest de la zone d'étude.

I.3.2.2 Tertiaire

- Miocène (mi) :

Miocène inférieur marin :

Il débute par 20 m de marnes brunes, plus ou sableuses. Au-dessus viennent 80 mètres de grès grossiers et marnes sableuses, avec des niveaux de conglomérats fins, puis des marnes à intercalations gréseuses (Unité II) au Djebel Mezlech, au Sud de la zone

d'étude. Plus au Nord (Unité III), les grès deviennent dominants, fins et tendre vers la série miocène. Le Miocène est transgressif sur l'Oligocène et l'Eocène. Au Sud de notre ouvrage.

- Oligocène (O_g) :

Oligocène-faciès grès et marnes de Boghari :

Cet étage est caractérisé par les grands Kefs qui s'étendent d'Ouest en Est, de part et d'autre d'Ain Boucif au Sud et Sud-Ouest de la zone d'étude (Kef Diaba, Kef Ed Daïa, Kef el Maskari (Unité III). Il débute par 100 m de marnes sombres gypseuses, puis des grès grossiers, claires tendres à intercalation marneuses.

Au Kef Lakhdar (Unité V) plus exactement dans notre zone d'étude, le faciès est peu différents, toujours marneux à la base de la série, mais sans gypse et avec des passées de grès grossiers. Ces marnes riches en microfaune, témoignent d'un milieu plus marin. Leur épaisseur est plus grande, elles sont surmontées par des grès massifs, grossiers, en bancs épais, avec peu d'intercalations marneuses. L'épaisseur de la seule série gréseuse est de 1000 m environ de Kef Lakhdar.

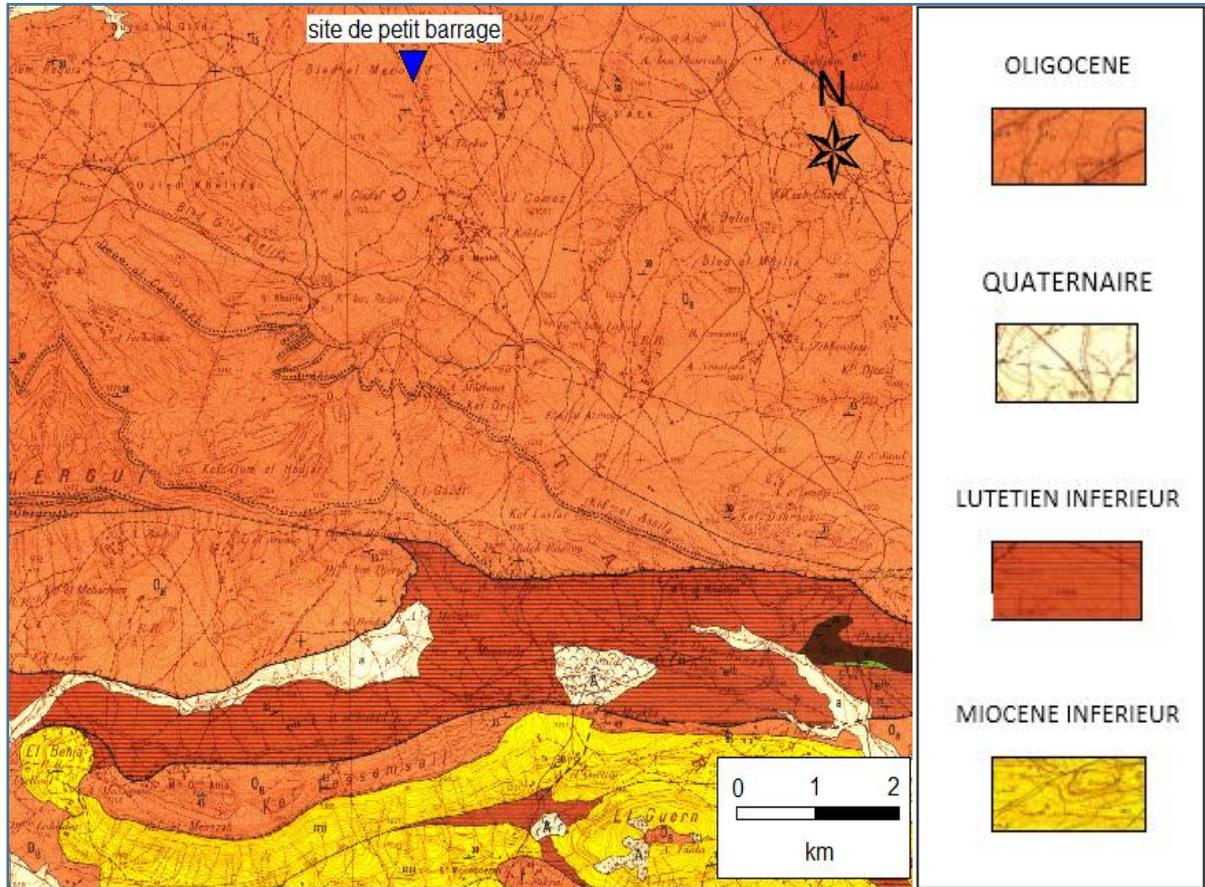


Figure I.2. Extrait de la carte géologique d'Ain Boucif N° 137 au 1/50 000

Oligocène- faciès a couches rouges de Kef Negailou (Unité II) :

Au niveau du Djebel Mezlech (Sud de la zone d'étude), cet étage comprend, a la base 250 m de grès grossiers, massif, formant des crêtes. Des dépressions correspondent à des grès plus argileux. Cet ensemble est recouvert par 180 m de grès grossiers, plus marneux, altérant avec des agiles et des sables argileux.

Ces deux faciès de l'Oligocène sont en générale groupés sous la dénomination de grès et marnes de Boughari.

-Lutétien supérieur- Bartonien (e¹) :

.Marnes bleu-noire à boules calcaires jaunes (unité VI) :

Ce faciès n'occupe que de faibles surfaces (petit affleurements) au Nord-Ouest et au Nord-Est de la zone d'étude.

.Marnes a lumachelles d'Huitres :

Ces marnes présentant de faibles variations latérales, dans toute la région, elles existent dans l'unité II au Sud-Ouest de la zone d'étude, dans l'Unité IV à l'Ouest, au Sud et au Sud-Est de la zone d'étude.

Ces unités sont constituées d'environ 180 m de marnes brunes, a très rares bancs de calcaires jaunes et de lumachelles, puis 90 m de marnes, calcaires et lumachelles, avec des grès grossiers et enfin de 280 m de marnes brunes.

- Lutétien inférieur- Yprésien (e_{IV-II}) :

Il constitué de 50 m de calcaires marneux, glauconieux, phosphatés, a minces passées gréseuses et de 50 m de grès quartzitique o calcaires, a grandes nummulites, avec des intercalations marneuses. Cet étage est laminé, on le rencontre sous le petit affleurement, au Sud-Est, au Sud-Ouest à l'Ouest de la zone d'étude.

I.3.2.3 Le secondaire

- Sénonien supérieur (Y compris le Paléocène) :

Il s'agit d'une série marneuse grise à petites intercalations de calcaire crayeux ce terminant par des niveaux glauconieux et phosphatés. On le rencontre au Sud-Ouest, à l'Ouest de la zone d'étude.

- Albien supérieur –Vraconien :

Il est représenté par un petit affleurement de marnes et marno-calcaires blancs, entouré a l'affleurement de marnes maestrichtiennes. On le rencontre au Sud-Ouest de la zone d'étude.

- Albien

Il s'agit d'un faciès de type flysch, représenté par une longue d'argiles et de marnes à petits bancs de quartzite rouges ou violacés et calcaires rubéfiés, associée aux marnes et marno-calcaires vraconiens. Cette formation est observée à l'Ouest de la zone d'étude.

- Trias :

Il s'agit d'un ensemble hétérogène de terrains où l'on trouve des marnes bariolées et du gypse emballant des dolomies noires et des cargneules, jalonnant certains contacts anormaux à l'Ouest et au Sud-Ouest de la zone d'étude.

I.3.3 Tectonique

L'interprétation de la structure tectonique de la région d'étude est très difficile si on ne connaît pas de façon approfondie le contexte régional.

I.3.3.1 Autochtone

L'autochtone ne représenté que par les marnes du Sénonien supérieur et de paléocène, situées à l'Ouest et au Sud-Ouest de la zone d'étude.

D'après les hypothèses découlant des observations faites à l'échelle régionale, sur la paléogéographie et la tectonique de l'autochtone on peut dire que :

Le Crétacé supérieur, marneux infranétique, témoigne d'une subsidence forte et continue, affecté par des anticlinaux, par des synclinaux OSO-ENE et de grande décrochement SO-NE. Le Miocène inférieur marin est transgressif sur ce Crétacé.

Après le dépôt du Miocène et l'écoulement des nappes, on peut noter que les grands décrochements SO-NO ont rejoués. Certains mouvements sont mêmes post-pliocènes.

I.3.3.2 Allochtone

La carte géologique (feuille) d'Ain Boucif, montre que la quasi-totalité de la feuille appartient à la zone allochtone (nappes de glissement). Cette région est caractérisée pa un style en écailles chevauchantes, avec des contacts anormaux traversant parfois toute la feuille d'Est en Ouest. Elle comprend six (06) Unités :

.Unité IIb :

Il s'agit d'une importante unité tectonique, c'est la plus méridionale des six, au Sud de la zone d'étude. Elle comprend des marnes du Sénonien supérieur et de Paléocène, des calcaires marneux glauconieux, avec silex à la base de l'Yprésien-Lutétien supérieur, des

marnes à lumachelles du Lutétien supérieur, de l'Oligocène à couches rouges et du Miocène inférieur marin. Le Crétacé est accompagné de Trias. L'écaille du Djebel Mezleche, qui constitue presque toute la partie de cette unité à une structure anticlinale.

.Unité IIIa :

Cette unité n'est pas très bien développée sur cette feuille, on lui attribue une longue de marnes éocènes. Elle est pincée entre la boutonnière crétacée et éocène d'Ain Boucif (Unité IIb) et l'Oligocène de Kef El Maskari au Nord (Unité IIIb).

. Unité IIIb :

Composée d'Oligocène à faciès de Boghari et de Miocène inférieur marin essentiellement, au niveau de laquelle le Lutétien n'apparaît que sous forme de petites boutonnières, ou bien sous forme de lambeaux, à la base de cette unité le long de son contact avec l'autochtone. Le long duquel le Trias est en semelle à l'Ouest de la zone d'étude, il n'est pas connu à l'Est. Cette Unité se débite en écailles monoclinales, à pendage nord.

.Unité IV :

Elle est composée de Sénonien supérieur-Paléocène ; D'Yprésien-Lutétien inférieur et de Lutétien supérieur. Elle forme une longue bande de terrains plastiques au Sud et à l'Ouest de la zone d'étude, entre les masses gréseuses des unités III et V.

.Unité V :

Elle est composée essentiellement d'Oligocène. Il s'agit d'une puissante masse gréseuse Unité (dans sa base marneuse).

.Unité VI :

Cette Unité chevauche l'Oligocène de l'Unité V, elle représentée par deux petits affleurement (plages) de marnes éocènes, au Nord-Ouest et au Nord-Est de la zone d'étude.

I.3.3.3 Décrochement

Les fractures de cette région ont une direction principale SO-NE, elles coupent les Kefs gréseux. Il s'agit généralement des cassures de réajustement dans les écailles qui ne dépassent pas la masse gréseuse qu'elles affectant et s'amortissent dans les marnes.

I.3.4 Géologie locale

I.3.4.1 Description générale

Le site de petit barrage de Tafraout se trouve sur l'un des derniers étranglements de l'Oued Guergour, il est localisé dans une dépression marneuse souvent couverts par des cultures céréales en amont immédiat d'une gorge gréseuse.

I.3.4.2 Lithologie

La région de la retenue est caractérisée par une érosion assez bien prononcée, la couverture végétale très faible. Elle fait partir d'une zone marneuse étendue, au pied d'une masse gréseuse alternant avec des marnes, déboisée et ne contient que quelques bouquets d'arbres très dispersés.

I.3.4.3 Marnes de l'Oligocène

Dans la région de site de la retenue, on rencontre sur les deux rives des marnes grisâtres à bleuâtres oligocène, altérées en surface et souvent recouvertes sur les pentes et en fond de vallée par des dépôts quaternaires. Par endroits, le long de lit mineure de l'Oued on observe le substratum marneux légèrement altéré en surface, schisteux, ainsi que sur les rives sous la terrasse le long de l'Oued et sur les talus. Ces marnes constituent le substratum de notre zone d'étude, elles prédominent en surface et en profondeur. Ces marnes sont à la limite d'une alternance de marnes et de grès.

I.3.4.4 Colluvions

Les colluvions sont argilo-limoneuses, gravelo-caillouteuses par endroits. L'ensemble est de couleur jaunâtre, brun-foncé à noirâtre. Ces colluvions sont réparties sur les deux rives, sur une épaisseur relativement faible.

I.3.4.5 Hautes terrasses alluvionnaires

Il s'agit de hautes terrasses (zone de plateaux) qui recouvrent les marnes sur les deux rives en amont de l'axe. Elles sont d'une extension assez conséquente, leur épaisseur est de l'ordre deux à trois mètres. Elles sont constituées d'argile brune foncée à noirâtre.

I.3.4.6 Basses terrasses alluvionnaires

Ces terrasses existent de part et d'autre de l'Oued, discontinues sur les deux rives et de faible extension latérale. Leur épaisseur, varie de 3.0 à 4.0 m au maximum au-dessus du niveau du lit de l'Oued et des affleurements marneux. Elles sont constituées d'argiles limono-sableuses brunes avec beaucoup d'éléments grossiers de nature gréseuse surtout.

I.3.4.7 Lit de l'Oued

Le lit de l'Oued paraît de faible charriage, il est composé d'alluvions grossières de 1.0 à 80 mm de diamètre, avec 10 à 20 % d'éléments grossiers de 150 à 200 mm, arrondies, à matrice limono-sableuse, argileuse. Au niveau du lit mineur l'épaisseur de ces alluvions ne dépasse pas le mètre.

I.3.5 Conclusions

Le PB Oued Guer gour est située dans un massif essentiellement marneux, sur les deux rives et en fond de vallée, avec couverture colluviale et alluvionnaire relativement faible. Le problème d'étanchéité ne se pose pas.

Ces formations aussi bien sur le site que sur la cuvette sont stables à part un petit arrachement situé sur la rive droite aux environs immédiats de l'axe, qui sera aménagé par la suite.

La marne possède la caractéristique d'être imperméable.

D'un point de vue morphologique, géologique et hydrologique, ce site ne semble pas poser de gros problèmes, pour construire un ouvrage de cette envergure.

I.4 GEOTECHNIQUE

I.4.1 Travaux de reconnaissance effectuée

Pour reconnaître les conditions géologiques et géotechniques de la fondation et de la zone d'emprunt, les travaux de reconnaissance ci-dessous ont été effectués :

I.4.2 Puits

Douze (12) puits ont été exécutés, quatre (04) au niveau de la fondation, et huit (08) dans la zone d'emprunt (rive gauche). Ces puits sont répartis comme suit P1, P2, P3 et P4 (9.5 m) au niveau de l'axe et P5 à P11 zone d'emprunt en rive gauche et P12 sur la basse terrasse en rive gauche, toujours en amont de l'axe, totalisant ainsi 26.1 ml, afin de trouver les matériaux nécessaires pour la réalisation du corps de la future digue.

Leurs situations ainsi que leurs profondeurs sont données ci-après

Tableau n° I.1 : Situation et la profondeur de chaque puits.

Désignation		Profondeur	Situation
Puits-01	Fondation	2.00 m	Axe, rive droite
Puits-02		0.50 m	Axe, lit de l'Oued
Puits-03		4.50 m	Axe, rive gauche
Puits-04		2.50 m	Axe, rive droite (arrachement)
Puits-05	Zones d'emprunt	4.00 m	Amont axe, rive gauche (zone d'emprunt)
Puits-06		3.50 m	Amont axe, rive gauche (zone d'emprunt)
Puits-07		3.60 m	Amont axe, rive gauche (zone d'emprunt)
Puits-08		3.00 m	Amont axe, rive gauche (zone d'emprunt)
Puits-09		3.50 m	Amont axe, rive gauche (zone d'emprunt)
Puits-10		3.00 m	Amont axe, rive gauche (zone d'emprunt)
Puits-11		3.00 m	Amont axe, rive gauche (zone d'emprunt)
Puits-12		2.50 m	Amont axe, rive gauche (ZE basse terrasse)

Source (TASSILI ENGINEERING)

Ces douze (12) puits ont été réalisés pour deux objectifs bien précis :

- Le premier pour déterminer la lithologie des terrains traversés.
- Le second pour voir s'il y'a possibilité d'utiliser ces matériaux pour la construction de la futur digue.
- Le niveau de la nappe n'a pas été rencontré dans ces puits de reconnaissance.

Les travaux de reconnaissance mis en œuvre ont permis de définir les conditions géologiques et géotechniques de la zone d'emprunt.

Les douze (12) puits exécutés montrent :

Des argiles, des argiles limoneuses, des argiles marneuses sur la zone d'emprunt et des alluvions grossières au niveau du lit de l'Oued et de la basse terrasse.

I.4.3 Essais géotechnique

Des échantillons remaniés ont été prélevés à partir de ces puits. Ils ont été confiés au laboratoire Géomica de Boumerdes. Pour procéder aux essais physique, mécaniques et chimiques conformément au programme de reconnaissance que nous avons établi et ce dans le but de déterminer leurs caractéristiques géotechniques. Les résultats obtenus sont mentionnés dans les tableaux ci-après.

- Granulométrie
- Limites d'Atterberg
- Teneur en eau
- Essais Proctor Normal
- Cisaillement Direct UU et CD
- Œdomètre et perméabilité

- Matière organique

I.4.3.1 Essais physique

A. Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique réalisée sur la zone d'emprunt du petit barrage permet de dire que ces matériaux sont à forte composante fine pour l'ensemble des échantillons de la zone d'emprunt rive gauche (P5, P6, P7, P8, P9), ou les inférieures à 2 mm varient de 98.0 à 99.0 % et les inférieures à 0.08 mm varient de 77.0 à 86.0 %.

Concernant l'échantillon de la basse terrasse (P12), il est légèrement plus grossier avec 7 % de cailloux, 8 % de graviers et 8 % de gros sable, les inférieurs à 2 mm sont de 85.0 % et les inférieurs à 0.08 mm sont de 60.0 %, tout en restant à dominante fine (voir tableau ci-après).

Le fuseau granulométrique (fig.2) des matériaux de cette zone d'emprunt est serré, ce qui témoigne de leur homogénéité.

B. Limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg (Fig.3), permettant de classer les matériaux de la zone sujet de l'étude (P5, P6, P7, P8, P9 et P12) dans la catégorie 'CL' qui sont peu à moyennement plastique et peu à moyennement compressible, (voir tableau ci-après).

L'indice de plasticité (I_p) de ces matériaux oscille entre 8.28 et 18.92 % correspondant ainsi à une plasticité faible.

L'indice de consistance déduit pour ces matériaux, montre des sols à l'état dur ($I_C \geq 1$) pour l'ensemble des échantillons.

Tableau n° I.2 : Récapitulation des résultats des essais géotechniques.

Puits (N°)	Prof (m)	Granulométrie (%)						Limites d'Atterberg					Classi- ficatio n
		Cailloux x	Graviers s	Sable Gros	Sable Fin	Limon/ argile	<80µ	W	WL	Wp	Ip	lc	
-	-	200 ~ 20	20 ~ 2	2 ~ 0,2	0,2 ~ 0,02	0,02 ~0,2µ		(%)	(%)	(%)	(%)	-	-
P5	1,00 - 1,50	0,00	1,00	3,00	43,00	53,00	80,0	-	29,9	21,6	8,28	-	CL
P5	2,00 - 2,50	0,00	1,00	1,00	33,00	65,00	86,0	18,4	32,3	21,0	11,2	1,2	CL
P6	1,50 - 2,00	0,00	1,00	2,00	47,00	50,00	77,0	7,11	30,9	19,7	11,1	2,1	CL
P7	1,00 - 1,50	0,00	1,00	2,00	47,00	50,00	79,0	-	30,3	20,5	9,80	-	CL
P8	2,00 - 2,50	0,00	1,00	1,00	37,00	61,00	85,0	-	38,5	19,5	18,9	-	CL
P9	1,50 - 2,50	0,00	2,00	3,00	50,00	45,00	80,0	8,32	32,2	20,5	11,6	2,0	CL
P12	1,00 - 1,50	7,00	8,00	8,00	40,00	37,00	60,0	12,1	30,7	20,6	10,1	1,8	CL

Source (TASSILI ENGINEERING)

Tableau n° I.3 : Récapitulation des résultats des essais géotechniques.

	(m)	Cailloux	Graviers	Sable Gros	Sable Fin	Limon/argile	<80µ	W	WL	Wp	Ip	lc
Maximum	7,00	8,00	8,00	50,00	65,00	86,00	18,47	38,51	21,63	18,92	2,14	-
Minimum	0,00	1,00	1,00	33,00	37,00	60,00	7,11	29,91	19,59	8,28	1,23	-
Moyenne	1,00	2,14	2,86	42,43	51,57	78,14	11,52	32,14	20,54	11,60	1,81	-
Ecartype	3,61	3,51	3,16	5,42	10,29	8,63	5,11	2,95	0,70	3,42	0,41	-

Source (TASSILI ENGINEERING)

I.4.3.2 Essais Proctor Normal

Quatre (04) essais Proctor ont été effectués. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après.

Tableau n° I.4 : Récapitulation des résultats des essais Proctor normal.

Puits (N°)	Prof (m)	Proctor Normal		
		W	Wopt	gdmax
-	-	(%)	(%)	(t/m3)
P5	2.00 – 2.50	18.47	22.50	1.58
P6	1.50 – 2.00	7.11	17.30	1.72
P9	1.50 – 2.00	8.32	20.00	1.63
P12	1.00 – 1.50	12.18	17.20	1.74
Maximum	-	18.47	22.50	1.74
Minimum	-	7.11	17.20	1.58
Moyenne	-	11.52	19.25	1.67
Ecartype	-	5.11	2.53	0.08

Source (TASSILI ENGINEERING)

Les matériaux de cette zone sont caractérisés par une densité sèche (γ_{dmax}), qui oscille entre 1.58 et 1.74 (t/m^3), avec une valeur moyenne de 1.67 (t/m^3). Elle reste tout de même convenable en termes de compactage.

Les échantillons étudiés, présentent des teneurs en eau optimale (W_{opt}) moyennes à fortes. Cette zone présente des teneurs en eau optimale (W_{opt}) plus élevées que les teneurs en eau naturelle (W_n), ce qui veut dire, qu'il faudra procéder à l'arrosage de ces matériaux lors de leur mise en place. La différence entre ces deux teneurs en eau (Naturelle et optimale) est supérieure à 2.0 %.

Avant d'entamer la piste d'essais, lors de la réalisation de la digue, il serait souhaitable de reprendre quelques essais Proctor, il est préférable que ce soit avec un autre laboratoire, afin de comparer les différents résultats obtenus.

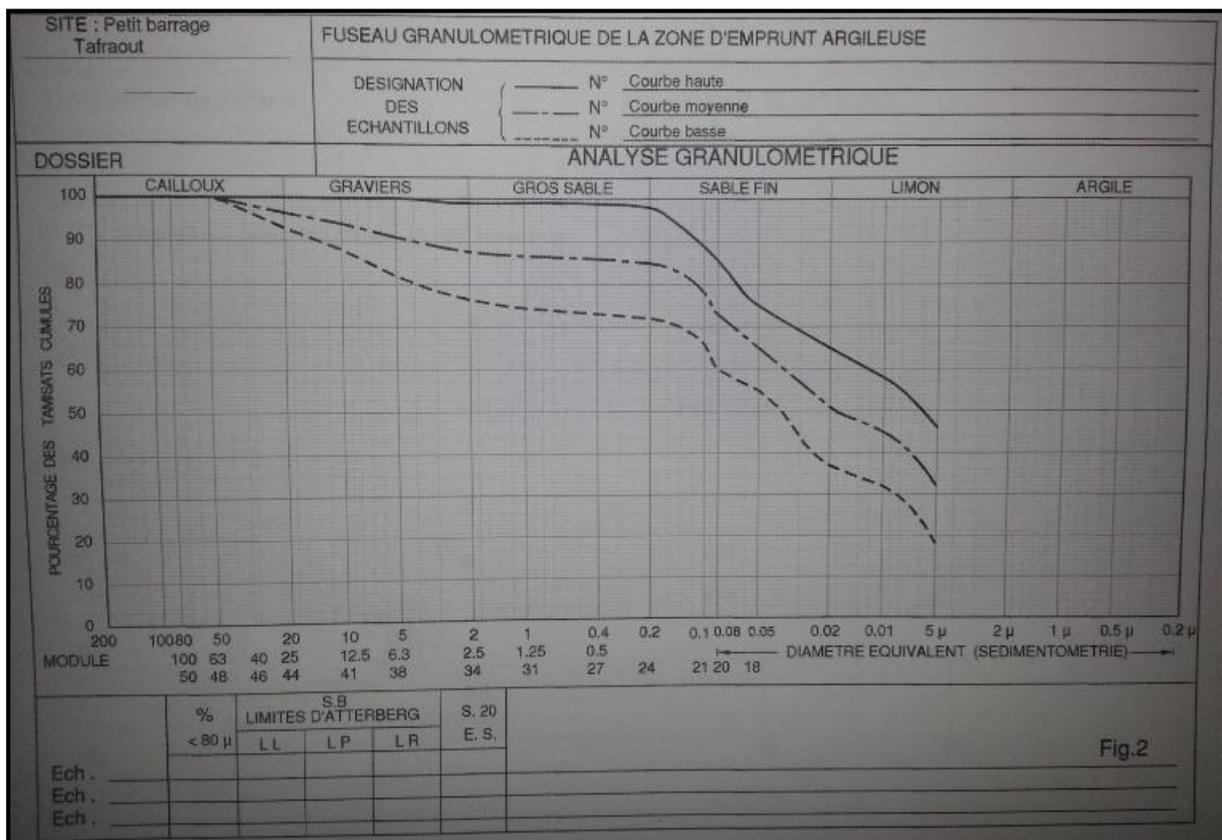


Figure I.3 : Courbes craniométrique de la zone d'emprunte.

(Laboratoire Géomica de Boumerdes)

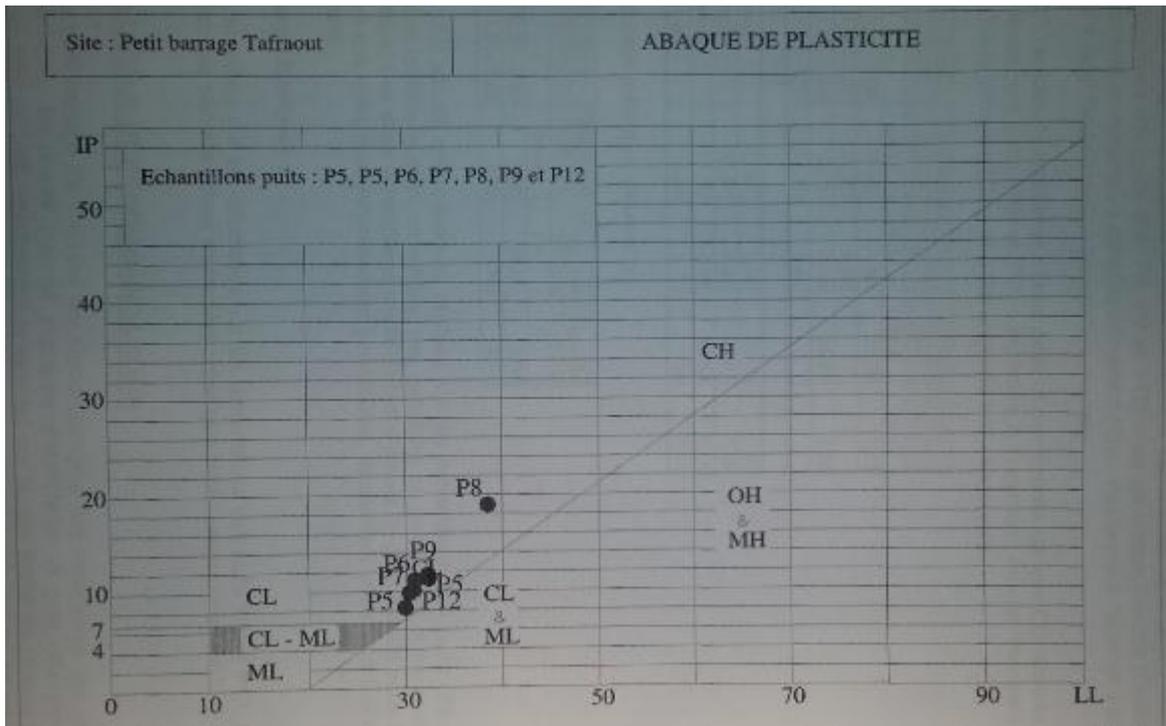


Figure I.4 : Abaque de plasticité (Bureau d'Etudes TASSILI ENGINEERING, 2011)

I.4.3.3 Essais mécaniques

A. Essais de cisaillement rectiligne UU

Les quatre (04) essais de cisaillement non consolidés, non drainés de type UU réalisés sur les échantillons des puits (P5, P6, P9 et P12) sous conditions Proctor (Optimum Proctor) dénotent un matériau a cohésion moyenne (C_{uu} - état ferme a raide) et a angle de frottement (Φ_{uu}) faible a moyen (voir tableau ci-après).

Les deux (02) essais de cisaillement consolidés et non drainés de type CD réalisés sur les échantillons des puits (P5 et P9) compactés a l'optimum Proctor montrent un matériau a faible cohésion (C_{cd}) et a fort angle de frottement (Φ_{cd}).

Tableau n° I.5 : Tableau récapitulatif des résultats des essais de cisaillement.

Puits (N°)	Prof (m)	Cisaillement UU		Cisaillement CD	
		Φ_{uu} (degré)	C _{uu} (bars)	Φ_{cd} (degré)	C _{cd} (bars)
-	-				
P5	2.00 – 2.50	15.46	0.56	29.59	0.03
P6	1.50 – 2.00	12.57	0.55	-	-
P9	1.50 – 2.00	18.73	0.44	29.47	0.05
P12	1.00 – 1.50	22.37	0.42	-	-
Maximum		22.37	0.56	29.59	0.05
Minimum		12.57	0.42	29.47	0.03
Moyenne		17.28	0.49	29.53	0.04
Ecartype		4.22	0.07	0.08	0.01

(Bureau d'Eudes TASSILI ENGINEERING, 2011)

Tableau n° I.6 : Tableau récapitulatif des résultats des essais oedométrique.

Puits (N°)	Prof (m)	Oedomètre		
		P _c (bars)	C _c (%)	C _g (%)
-	-			
P5	2.00 – 2.50	1.20	18.85	2.94
P9	1.50 – 2.00	1.28	19.10	2.17

(Bureau d'Eudes TASSILI ENGINEERING, 2011)

Les deux (02) essais œdométriques réalisés sur les échantillons de puits (P6 et P9) dénotent des matériaux sous consolidés, peu sensibles au gonflement et moyennement compressibles. Ces deux échantillon ont fait l'objet d'essais de perméabilité sous 2 bars, ils dénotent des matériaux moyennement perméables, ils oscillent entre 2.19 E-5 cm/s et 2.10 E-6 cm/s.

I.4.3.4 Essais chimiques

Deux (02) analyses ont été effectuées sur les échantillons des puits P5 et P12, ils sont caractérisés par une teneur en matière organique faible, respectivement 3.42 % et 2.25 %.

I.4.4 Conclusion et recommandations

Le site de petit barrage de Tafraout sur Oued Guergour est caractérisé par une assise marneuse, ne posant pas de problème d'étanchéité. A part une petite instabilité ou bien un petit arrachement insignifiant sur la rive droite au niveau de l'axe, ses berges sont stables. A l'aval de l'axe, ces marnes sont armées de bancs gréseux à pendage aval.

Lors de la réalisation de la retenue, il est nécessaire d'excaver sous tout l'emprise de la digue les colluvions (Terre végétale, terrasses) et les alluvions grossières du lit de l'oued, pour y asseoir la clé d'ancrage sur le substratum sain et y entrer de 1 m.

Concernant les matériaux de construction fins de la zone étudiée, ils présentent de bonnes caractéristiques géologiques et géotechniques. Ils sont homogènes, à forte

composante fine, inorganique, peu à moyennement plastiques, peu à moyennement compressibles, insensibles au gonflement, avec des cohésions et des angles de frottement assez forts pour un ouvrage d'une telle envergure. Les volumes disponibles couvrent largement les besoins de la future digue.

Le volume minimal des matériaux fins dépasse largement les 50 000 m³. La zone reconnue a une superficie de 17450 m², avec une épaisseur minimale de 3 mètres. Cette zone peut facilement dépasser les 5 mètres d'épaisseur, il s'agit d'une haute et épaisse terrasse. En plus cette zone d'étalement plus à l'amont, recoupé par un talweg. Cette partie contient des arbustes récemment plantés, elle sera considérée comme zone potentielle de réserve en cas de besoins.

Pour les matériaux grossiers, les quantités nécessaires peuvent être approvisionnées des carrières environnantes ou bien des bancs gréseux à l'aval immédiat de la future digue.

Tableau I.7 : Résumé des informations des puits d'essais (Puits n° 1).

Log du puits 01		
Coordonnées GPS	X=530 413	Y=3981 928
Profondeur(m)	.	
0,0 – 0,4	Terre végétale : Argiles limoneuses brunes, avec traces de racines.	
0,4 – 1,0	Argiles limoneuses indurées, beiges-brunâtres.	
1,0 – 1,5	Marnes argileuses indurées grisâtres, difficilement attaquables à la pelle mécanique.	

(Bureau d'Etudes TASSILI ENGINEERING, 2011)

Tableau n° I.8 : Résumé des informations des puits d'essais (Puits n° 2).

Log du puits 02		
Coordonnées GPS	X=530 375	Y=3981 892
Profondeur(m)	.	
0,0 – 0,5	Alluvions gravelo-sableuse à éléments grossiers calcaires.	
0,5 – 1,0	Substratum marneux altéré en surface	

(Bureau d'Etudes TASSILI ENGINEERING, 2011)

Tableau n° I.9 : Résumé des informations des puits d'essais (Puits n° 3)

Log du puits 03		
Coordonnées GPS	X=530 348	Y=3981 883
Profondeur(m)	.	
0,0 – 0,5	Alluvions gravelo-sableuse à éléments grossiers calcaires.	
0,5 – 4,5	Substratum marneux altéré en surface	

(Bureau d'Etudes TASSILI ENGINEERING, 2011)

Tableau n° I.10 : Résumé des informations des puits d'essais (Puits n° 4)

Log du puits 04		
Coordonnées GPS	X=530 401	Y=3981 944
Profondeur(m)		
0,0 – 0,3	Terre végétale : Argiles limoneuses brunes,	
0,3 – 1,0	Argiles marneuses brunes-grisâtres.	
1,0 – 2,5	Marnes altérées.	

(Bureau d'Eudes TASSILI ENGINEERING, 2011)

Tableau n° I.11 : Résumé des informations des puits d'essais Puits n° 5)

Log du puits 05		
Coordonnées GPS	X=530 375	Y=3981 785
Profondeur(m)		
0,0 – 0,4	Terre végétale : Argiles limoneuses brunes, avec traces de racines.	
0,4 – 2,0	Argiles limoneuses brunes indurées.	
2,0 – 4,0	Argiles noirâtres, plastique.	

(Bureau d'Eudes TASSILI ENGINEERING, 2011)

Tableau n° I.12 : Résumé des informations des puits d'essais (Puits n° 6)

Log du puits 06		
Coordonnées GPS	X=530 350	Y=3981 754
Profondeur(m)		
0,0 – 0,4	Terre végétale : Argiles limoneuses brunes, avec traces de racines.	
0,4 – 3,5	Argiles limoneuses brunes a ocres indurées.	

(Bureau d'Eudes TASSILI ENGINEERING, 2011)

Tableau n° I.13 : Résumé des informations des puits d'essais (Puits n° 7)

Log du puits 07		
Coordonnées GPS	X=530 360	Y=3981 724
Profondeur(m)		
0,0 – 0,4	Terre végétale : Argiles limoneuses brunes, avec traces de racines.	
0,4 – 1,6	Argiles limoneuses brunes a ocres indurées.	
1,6 – 3,6	Marnes altérées.	

(Bureau d'Eudes TASSILI ENGINEERING, 2011)

Tableau n° I.14 : Résumé des informations des puits d'essais (Puits n° 8)

Log du puits 08		
Coordonnées GPS	X=530 387	Y=3981 741
Profondeur(m)		
0,0 – 0,4	Terre végétale : Argiles limoneuses brunes, avec traces de racines.	
0,4 – 0,9	Argiles limoneuses brunes indurées.	
0,9 – 3,0	Argiles noirâtres humidifiées, légèrement concrétionnées.	

(Bureau d'Eudes TASSILI ENGINEERING, 2011)

Tableau n° I.15 : Résumé des informations des puits d'essais (Puits n° 9)

Log du puits 09		
Coordonnées GPS	X=530 411	Y=3981 759
Profondeur(m)		
0,0 – 0,4	Terre végétale : Argiles limoneuses brunes, avec traces de racines.	
0,4 – 3,5	Argiles noirâtres humidifiées, légèrement concrétionnées.	

(Bureau d'Eudes TASSILI ENGINEERING, 2011)

Tableau n° I.16 : Résumé des informations des puits d'essais (Puits n° 10)

Log du puits 10		
Coordonnées GPS	X=530 409	Y=3981 726
Profondeur(m)		
0,0 – 0,4	Terre végétale : Argiles limoneuses brunes, avec traces de racines.	
0,4 – 3,0	Argiles noire indurées, légèrement concrétionnées.	

(Bureau d'Eudes TASSILI ENGINEERING, 2011)

Tableau n° I.17 : Résumé des informations des puits d'essais (Puits n° 11)

Log du puits 11		
Coordonnées GPS	X=530 384	Y=3981 694
Profondeur(m)		
0,0 – 0,4	Terre végétale : Argiles limoneuses brunes, avec traces de racines.	
0,4 – 0,9	Argiles limoneuses brunes indurées.	
0,9 – 3,0	Argiles noires humidifiées, indurées avec quelques éléments de taille diverse, de nature calcaire et gréseuse.	

(Bureau d'Eudes TASSILI ENGINEERING, 2011)

Tableau n° I.18 : Résumé des informations des puits d'essais (Puits n° 12)

Log du puits 12		
Coordonnées GPS	X=530 457	Y=3981 825
Profondeur(m)		
0,0 – 0,3	Terre végétale : Argiles limoneuses brunes, avec traces de racines.	
0,3 – 1,5	Argiles limoneuses brunes foncées-noirâtres, humidifiées, contenant quelques éléments grossiers.	
1,5 – 2,5	Alluvions grossières à matrice argileuse.	

(Bureau d'Eudes TASSILI ENGINEERING, 2011)

I.5 CARACTERISTIQUES HYDROGEOLOGIQUES

I.5.1 Eaux souterraines

Durant les travaux de terrain nous avons relevé la présence de quelques puits agricoles sur les terrains marneux des rives loin de l'emprise de la digue et de sa cuvette. Ceux-ci sont peu profonds avec des débits relativement faibles.

Une petite source est relevée sur la rive droite de l'axe amont juste à la fin de la piste qui rejoint l'oued. Elle est captée pour les besoins locaux. Elle a un très faible débit de quelques dixièmes dizaines de litres par secondes.

I.6 SISMICITE DU SITE

A partir de la Carte d'intensité des séismes maximums survenus en Algérie de 1716 à 1989 selon CRAAG 1994, d'après la carte du zonage sismique du territoire national (RPA99-Version 2003), Sur la carte suivante il est défini 4 zones sismiques classées comme suite : 1)- Zone I : sismicité faible ; 2)- Zone II a : sismicité moyenne ; 3)- Zone II b : sismicité moyenne à élevée ; 4)- Zone III : sismicité élevée.

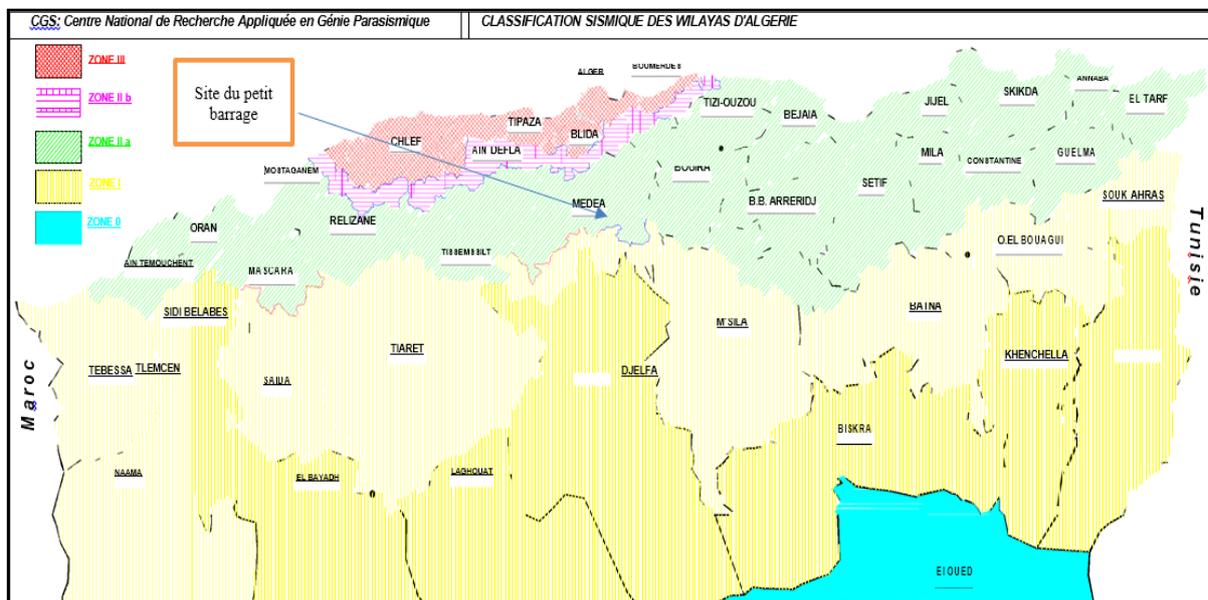


Figure I.5. Carte zonage sismique du territoire national-RPA 2003

Le tableau n° I.19 Représente les coefficients d'accélération du séisme selon les zones sismiques :

Tableau n° I.19 : Coefficients d'accélération du séisme.

Group	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0,15	0,25	0,30	0,40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0,12	0,20	0,25	0,30	Ouvrages de grande importance
2	0,10	0,15	0,20	0,25	Ouvrages courants
3	0,07	0,10	0,14	0,18	Ouvrages de faible importance

Pour le calcul de la stabilité nous avons classé notre ouvrage groupe d'usage 1B selon le RPA (c'est-à-dire ouvrages de grande importance), notre digue est implantée dans la wilaya

de MEDEA classe zone II-a selon le règlement parasismique Algérien RPA .99. (2003), donc la valeur d'accélération au sol de 0,20 pour le séisme de projet.

I.7 HYDROLOGIE

Dans cette présente partie, on fait le résumé de l'étude hydrologique de site du petit barrage de Tafraout élaboré lors de l'étude de faisabilité.

Les principales caractéristiques physiques du bassin versant de l'oued Guergour jusqu'au site du petit barrage de Tafraout sont les suivantes :

Tableau n° I.20 : Caractéristiques du bassin versant au site du petit barrage de Tafraout.

Caractéristiques du bassin versant	Valeurs
Surface	12,45 Km ²
Longueur talweg	4,76 Km
Périmètre	16,04 Km
Altitude min	960 m
Altitude max	1440 m
Altitude moyenne	1200 m
Indice de compacité Gravelius	1,21
Pente globale	51,56 m/Km
Caractéristiques hydrauliques	
Apport moyen annuel	0,313604 Hm ³
Crue de projet (T=100 ans)	54,45 m ³ /s

(Bureau d'Eudes TASSILI ENGINEERING, 2011)

I.7.1 Données climatologiques

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données sur le climat qui sont nécessaires à la construction des ouvrages du projet.

Les estimations sur le climat du bassin versant de l'Oued Mellah sont basées sur les observations faites à la station de Médéa.

I.7.1.1 Température de l'air

Les températures moyennes mensuelles au voisinage du projet d'aménagement sont données dans la Tableau suivant :

Tableau n° I.21 : Température mensuelle en degré Celsius mesurées à la station de Médéa.

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Jan.	Fev.	Mars.	Avr.	Mai.	Jui.	Juil.	Aout.
T(°c)	22	16	10	7	5	7	9	12	18	22	26	26

(A.N.R.H)

I.7.1.2 Vent

La vitesse du vent relevée à partir des stations situées à Médéa est 7,46 m/s

I.7.1.3 Précipitations

Les données sur la pluviométrie moyenne sont tirées des valeurs observées à la station de Chellalet El Adhaoura sur la période 1980-2011.

La pluviométrie moyenne annuelle au site du petit barrage de Tafraout est estimée à 290,00 mm, La répartition mensuelle est présentée dans le Tableau suivant :

Tableau n° I.22 : Précipitations mensuelles.

mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
moyenne	25,30	25,84	32,88	31,03	35,81	26,65	32,25	28,97	28,33	9,40	5,39	8,15	290
%	8,72	8,91	11,34	10,70	12,35	9,19	11,12	9,99	9,77	3,24	1,86	2,81	100

(A.N.R.H)

I.7.1.4 Evaporation

Le Tableau suivant présente la répartition des valeurs mensuelles moyennes d'évaporation sur le plan d'eau du réservoir de Tafraout.

Tableau n° I.23 : Evaporation sur plan d'eau – Répartition mensuelle.

mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout
Evaporation moyenne (mm)	180	100	60	40	35	55	70	110	160	240	265	245

(A.N.R.H)

I.7.1.5 Apports

L'objectif de l'étude des apports est de fournir, en n'importe quel point de n'importe quel oued de la zone, La répartition mensuelle des apports est indiquée dans le Tableau ci-dessous

Tableau n° I.24 : Répartition mensuelle des apports.

mois	sept	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	aout	ann
P(%)	8,72	8,91	11,34	10,7	12,35	9,19	11,12	9,99	9,77	3,24	1,86	2,81	100
A_m(m³)	26817,22	27401,54	34874,7	32906,46	37980,82	28262,65	34198,11	30722,95	30046,36	9964,20	5720,2	8641,80	307537

L'apport moyenne interannuelle est de : 307537 m³.

I.7.2 Transports solides

Les apports solides ont été estimés à 120,39 t/km²/an. L'envasement de la retenue du petit barrage de Taфраout après 20 années d'exploitation a été évalué à 18886.68m³, pour une densité des sédiments de 1,6 T/m³.

I.7.3 Crues du projet

Tableau n° I.25 : Crues de projet.

T(années)	5	10	20	50	100	1000
Q(m ³ /s)	31,21	37,54	42,94	49,18	53,42	65,57

La crue de projet est déterminée pour une période de retour de 100 ans, Donc pour un débit qui vaut **Q 1%=53.42 (m³/s)**.

I.8 CONCEPTIONS DE BARRAGE ET OUVRAGES ANNEXES :

I.8.1 Digue

Le choix du type de barrage dépend essentiellement de la géologie et des caractéristiques géotechniques des faciès de la fondation, ainsi que de la qualité et de la quantité des matériaux de construction.

Dans notre cas, nous adoptons pour ce site une digue en terre homogène réalisée avec les argiles de la cuvette. L'axe de la digue a été implanté après optimisation de son orientation en tenant compte principalement de la morphologie du site. Cette digue aura une clé d'ancrage sera descendue de 3 mètre dans des marnes.

I.8.2 Evacuateur de crue

L'implantation de l'évacuateur est effectuée sur la rive droite qui présente une morphologie plus douce et des conditions de restitution plus favorables à l'aval de la retenue. Elle permet d'atteindre après un petit parcours le lit de l'oued.

L'évacuateur est constitué :

- d'un seuil amont profilé, de 9 m de largeur, calé à la cote 969, 5 m NGA de Retenue Normale.
- Le convergent qui démarre juste après le seuil jusqu'à la section de contrôle.
- d'un coursier rectiligne de 45 m de longueur environ et de largeur constante égale à 4 m,
- Le bassin à ressaut, de 21 m de longueur et de 4 m de largeur est un moyen très efficace pour réduire la vitesse de sortie à une valeur compatible avec la stabilité des berges à l'aval.

I.8.3 Vidange de fond et prise d'eau

Pour cette retenue, il est envisagé une seule conduite d'un diamètre suffisant(DN600) qui devra assurer les fonctions de prise d'eau et de vidange de fond. Celle-ci est implantée en fond d'oued, elle sera sous le remblai de la digue et enrobée dans du béton coulé à plein fouilles. Des redans disposés tous les cinq (05) mètres protègent la conduite contre l'érosion régressive (phénomène du renard).

CONCLUSIONS

D'un point de vue topographique le rendement de ce site est bon. En générale ce site présente de bonnes conditions pour y construire une digue homogène avec des matériaux locaux, Le site ainsi que la cuvette sont stables et relativement imperméables.

Lors de la réalisation de la retenue, il est nécessaire d'excaver sous toute l'emprise de la digue les colluvions (Terre végétale, mauvais sol) et les alluvions sablo graveleuses argileuses du lit de l'oued, pour y asseoir la clé d'ancrage sur le substratum sain et y entrer de 1 m.

PARTIE II :

ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLEE

CHAPITRE I :
ETUDE HYDROLOGIQUE
ET REGULARISATION

Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'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. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et a pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. 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.

Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles ont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage. Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région.

I.1 Bassin versant

Le bassin versant en une section d'un cours d'eau est défini comme la surface drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de la section. Tout écoulement prenant naissance à l'intérieur de cette surface doit donc traverser la section considérée, appelée exutoire, pour poursuivre son trajet vers l'aval.

I.1.1 Caractéristiques physiques du bassin versant

I.1.1.2 Caractéristiques géométriques

Nous avons trouvées

1 - Surface du bassin versant

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant :

$$S=12,55 \text{ Km}^2$$

2 - Périmètre du bassin versant

$$P=15,90 \text{ Km}$$

3 - Longueur du talweg principal

C'est le talweg le plus long dans le bassin versant tel que : $L_p=4.921 \text{ Km}$

I.1.2 Caractéristiques hydro morphologiques

a) Indice de compacité de Gravelius "Kc" :

La forme du bassin joue un rôle important sur la forme de l'hydro gramme résultant d'une averse donnée à l'exutoire du bassin. Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

Plus ce coefficient s'approche de 1, plus la forme de bassin versant sera ramassée et plus le temps de concentration des eaux seront courts. Elle sera allongée dans le cas contraire.

- si $Kc = 1 \Rightarrow$ bassin parfaitement circularisé

- si $Kc = 1.128 \Rightarrow$ bassin ramassé

- si $Kc > 1.128 \Rightarrow$ bassin allongé

$$Kc = \frac{\text{Périmètre } P \text{ du bassin versant.}}{\text{Périmètre } P \text{ du cercle de même superficie}} \quad (I.1)$$

$$\text{On a: } S = \pi \cdot R^2 \Rightarrow R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad (I.2)$$

$$P' = 2\pi R \quad R: \text{ rayon (Km)} \quad S: \text{ superficies (Km}^2\text{)}$$

$$\text{Donc : } P' = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} = 2\sqrt{S\pi}$$

$$Kc = \frac{P}{P'} = \frac{P}{2\sqrt{S\pi}} \Rightarrow Kc = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (I.3)$$

$$Kc = 0.28 \frac{15.90}{\sqrt{12.55}}$$

$$\text{AN : } Kc = 1.26$$

Donc : Notre bassin est alors « **Allongé** ».

b) Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$Ca = \frac{L^2}{S} \quad (I.4)$$

L : Longueur du talweg principal

S : Superficie du bassin versant

$$\text{AN : } Ca = \frac{4.921^2}{12.55} \quad Ca = 1.93$$

c) Rectangle équivalent

Le périmètre et la superficie du rectangle sont respectivement :

$$S = L \cdot l \quad \text{et} \quad P = 2(L + l) \quad (I.5)$$

Ou L : longueur de rectangle équivalent ;

l : largeur de rectangle équivalent.

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \Rightarrow P = K_c \frac{\sqrt{S}}{0.28}$$

De 1 et 2 on obtient une équation de 2^{ème} degré admet deux solutions L,l

$$\text{Donc : } (L,l) = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.12} \left[1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \quad (I.6)$$

AN : L=5.81 km l=2.16 km

Nous pouvons dire que notre bassin versant est presque deux fois plus long que large.

I.1.3 Hypsométrie du bassin versant

I.1.3.1 Caractéristique de relief

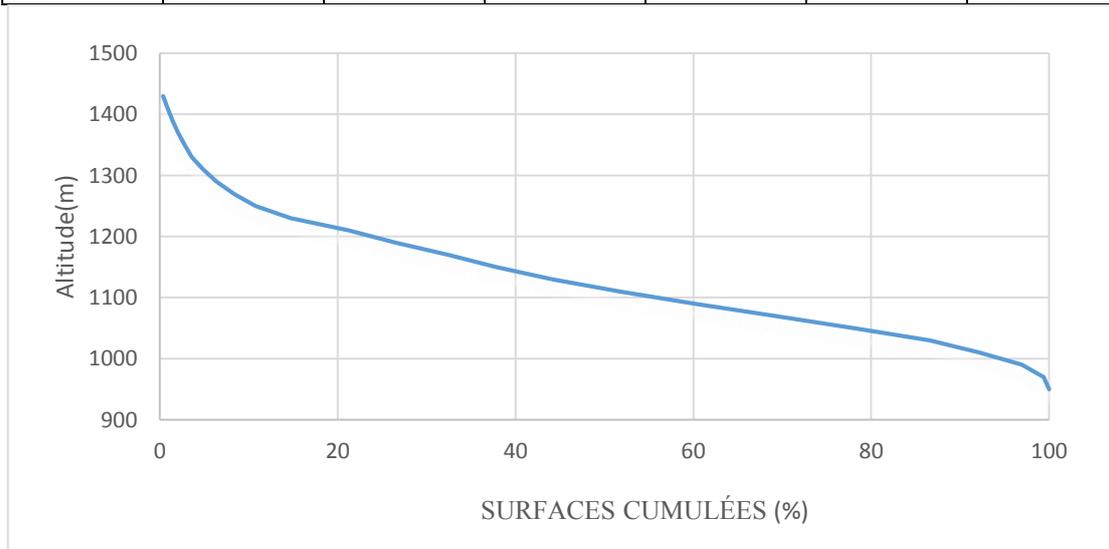
Le relief possède une influence directe sur les facteurs climatiques et une influence indirecte sur la formation des écoulements de surface. Il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation. C'est un élément capital dans le comportement hydraulique d'un bassin.

a) Répartition et courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique du bassin versant de l'Oued principal est représentée sur la figure I.1 établie d'après l'information du tableau n° I.1 :

Tableau n° I.1 : Répartition hypsométrique du bassin versant du l'oued principal.

courbes de niveau (m)		Altitude moyenne \bar{A}_i (m)	Déffirence de niveau $A_i - A_{i-1}$ (m)	surface partielle S_i (km ²)	S_i (%)	S_i Cum(%)
A_i	A_{i-1}					
1440	1420	1430	20	0,0438	0,349	0,34900398
1420	1400	1410	20	0,06501	0,518	0,86701195
1400	1380	1390	20	0,06936	0,552	1,41968127
1380	1360	1370	20	0,07578	0,603	2,02350597
1360	1340	1350	20	0,09718	0,774	2,7978486
1340	1320	1330	20	0,1008	0,803	3,60103585
1320	1300	1310	20	0,1578	1,25	4,85840637
1300	1280	1290	20	0,1855	1,478	6,33649402
1280	1260	1270	20	0,2504	1,995	8,33171314
1260	1240	1250	20	0,3027	2,41195219	10,7436653
1240	1220	1230	20	0,4959	3,95139442	14,6950598
1220	1200	1210	20	0,8108	6,46055777	21,1556175
1200	1180	1190	20	0,6742	5,37211155	26,5277291
1180	1160	1170	20	0,7407	5,90199203	32,4297211
1160	1140	1150	20	0,6721	5,35537849	37,7850996
1140	1120	1130	20	0,8048	6,412749	44,1978486
1120	1100	1110	20	0,9472	7,54741036	51,745259
1100	1080	1090	20	1,051	8,37450199	60,1197609
1080	1060	1070	20	1,125	8,96414343	69,0839044
1060	1040	1050	20	1,132	9,01992032	78,1038247
1040	1020	1030	20	1,066	8,4940239	86,5978486
1020	1000	1010	20	0,6967	5,55139442	92,149243
1000	980	990	20	0,6016	4,7936255	96,9428685
980	960	980	20	0,30757	2,45075697	99,3936255
960	940	960	20	0,0761	0,6063745	100

**Figure I.1 : Courbe hypsométrique : PB oued Guergour**

b) Altitude moyenne du bassin versant :

L'altitude moyenne est calculée par la formule suivante :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum S_i \cdot H_i}{S} \quad (I.7)$$

AN : $H_{\text{moy}} = 1120.45$ m.

Avec :

S_i : Surface partielle entre deux courbes de niveau consécutives **n-1** et **n** en Km²

A_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives **n-1** et **n** en m ;

S : Superficie du bassin versant en Km².

Tableau n° I.2 : Altitude moyenne pondérée du bassin versant.

\bar{A}_i	$A_i - A_{i-1}$	S_i (km ²)	S_i (%)	S_i Cum(%)	$S_i * A_i$
1430	20	0,044	0,349	0,349	62,634
1410	20	0,065	0,518	0,867	91,664
1390	20	0,069	0,553	1,420	96,410
1370	20	0,076	0,604	2,024	103,819
1350	20	0,097	0,774	2,798	131,193
1330	20	0,101	0,803	3,601	134,064
1310	20	0,158	1,257	4,858	206,718
1290	20	0,186	1,478	6,336	239,295
1270	20	0,250	1,995	8,332	318,008
1250	20	0,303	2,412	10,744	378,375
1230	20	0,496	3,951	14,695	609,957
1210	20	0,811	6,461	21,156	981,068
1190	20	0,674	5,372	26,528	802,298
1170	20	0,741	5,902	32,430	866,619
1150	20	0,672	5,355	37,785	772,915
1130	20	0,805	6,413	44,198	909,424
1110	20	0,947	7,547	51,745	1051,392
1090	20	1,051	8,375	60,120	1145,590
1070	20	1,125	8,964	69,084	1203,750
1050	20	1,132	9,020	78,104	1188,600
1030	20	1,066	8,494	86,598	1097,980
1010	20	0,697	5,551	92,149	703,667
990	20	0,602	4,794	96,943	595,584
970	20	0,308	2,451	99,394	298,343
950	20	0,076	0,606	100,000	72,295
Somme :		12.55			14061,662

A partir de la courbe hypsométrique du bassin versant, nous allons extraire les altitudes suivantes qui interviennent dans les calculs des paramètres hydrologiques.

Tableau n° I.3 : les altitudes caractéristiques du bassin versant.

DESIGNATION	ABREVIATIONS	VALEURS (m .NGA)
Altitude maximale H_{\max}	H_{\max}	1440
Altitude minimale H_{\min}	H_{\min}	960
Altitude de fréquence 95%	$H_{95\%}$	1000
Altitude de fréquence 50%	$H_{50\%}$	1106
Altitude de fréquence 5%	$H_{5\%}$	1270

c) Indice de pente globale (1913)

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad [\text{m} / \text{km}] \quad (I.8)$$

Ou I_g l'indice de pente globale.

L : longueur de rectangle équivalent.

AN : $I_g = 46.47 \text{ m} / \text{km}$

d) Indice de pente de roche

Il tient compte de la répartition hypsométrique de la longueur du rectangle équivalent et se calcule d'après la relation

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \quad (I.9)$$

Avec :

L : Longueur de rectangle équivalent (m) ;

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

Tableau n° I.4 : Détermination de la pente de Roche Ip.(1913)

Hi Hi-1	Di=Hi-Hi-1	Si (km ²)	Ai=Si/S(%)	$\sqrt{Ai * Di}$
1440-1420	20	0,0438	0,34900398	2,64198404
1420-1400	20	0,06501	0,51800797	3,21872014
1400-1380	20	0,06936	0,55266932	3,32466336
1380-1360	20	0,07578	0,6038247	3,47512504
1360-1340	20	0,09718	0,77434263	3,93533386
1340-1320	20	0,1008	0,80318725	4,00796021
1320-1300	20	0,1578	1,25737052	5,01471937
1300-1280	20	0,1855	1,47808765	5,4370721
1280-1260	20	0,2504	1,99521912	6,31699157
1260-1240	20	0,3027	2,41195219	6,94543331
1240-1220	20	0,4959	3,95139442	8,88976313
1220-1200	20	0,8108	6,46055777	11,3671085
1200-1180	20	0,6742	5,37211155	10,3654344
1180-1160	20	0,7407	5,90199203	10,8646142
1160-1140	20	0,6721	5,35537849	10,3492787
1140-1120	20	0,8048	6,412749	11,3249715
1120-1100	20	0,9472	7,54741036	12,2860981
1100-1080	20	1,051	8,37450199	12,9417943
1080-1060	20	1,125	8,96414343	13,3896553
1060-1040	20	1,132	9,01992032	13,4312474
1040-1020	20	1,066	8,4940239	13,0338205
1020-1000	20	0,6967	5,55139442	10,5369772
1000-980	20	0,6016	4,7936255	9,79145086
980-960	20	0,30757	2,45075697	7,00108131
960-940	20	0,0761	0,6063745	3,4824546
somme		12,55	100	203,373753

AN : $I_p=84.37\%$

Nous pouvons conclure que le bassin versant d'oued principal présent des pentes relativement moyennes.

e) Dénivelée spécifique :

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tous les bassins versant de déférant surface.

Tableau n° I.5 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).

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

$$D_s = I_g * \sqrt{S} \quad (I.10)$$

AN : $D_s = 164.62$ m D_s est plus proche de 100

Notre bassin versant est modéré.

I.1.4 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

I.1.4.1 Pente du cours d'eau principal

Le temps pris par les écoulements dépend directement de la longueur du trajet et de sa pente Celle-ci influe sur la distribution temporelle de l'hydrogramme. La pente moyenne s'exprime par le rapport de la différence de niveau entre la source h_1 (m) et l'exutoire h_2 (m)

Et distance L (km) entre les deux points.

$$P_{\text{moy}} = \frac{\Delta H}{\Delta L} * 100 \quad (I.11)$$

Avec :

ΔH : dénivelée entre deux points suffisamment distants (m);

ΔL : distance entre ces deux points (m).

AN : $P_{\text{moy}} = 8.941$ %

I.1.4.2 Densité de drainage

Elle est définie pour un bassin versant donnée de surface « S », comme la longueur totale des cours d'eaux de tous les ordres sur la surface drainée, elle est exprimée en Km/Km².

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad (I.12)$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$: Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km) ;

S : Surface du bassin versant (Km²) ;

$$\sum_{i=1}^n L_i = 65,64 \text{ Km.}$$

AN :

$$D_d = 3.50 \text{ Km/Km}$$

I.1.4.3 Temps de concentration

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire. Il existe plusieurs formules. Dans le contexte Algérien et pour les grands bassins versants, il peut être notamment calculé par l'ancienne formule de Giandotti (1937).

Pour sa détermination, on utilise les formules suivantes :

Formule de GIANDOTTI (1937) :

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (I.13)$$

Avec :

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

S : Superficie du bassin versant (Km²) ;

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

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

AN : $t_c = 2.13$ heures.

I.1.4.4 Vitesse de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_r = \frac{L}{t_c} \quad (I.14)$$

Avec :

L : Longueur de talweg principal en [Km].

$$\text{AN : } V_r = \frac{4.921}{2.13} = 2.31 \text{ km/h}$$

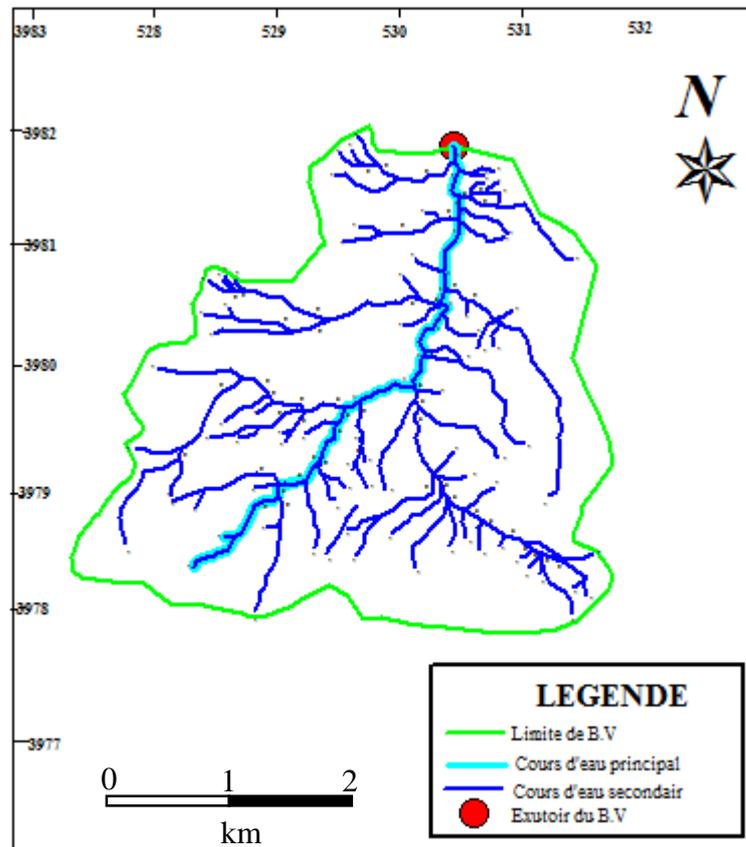


Figure I.1. : Réseau hydrographique du bassin versant

I.1.5 Profil en long de l'Oued

Ce profil est tracé à partir des cartes topographiques à l'échelle 1/50000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau jusqu'au l'exutoire.

Tableau n° I.6 : Longueur de cours d'eau principale en chaque altitude

N°	courbe de niveau (m)	Distance (km)	Distance cumulée (km)
1	1300-1260	0,263	0,263
2	1260-1220	0,185	0,447
3	1220-1180	0,277	0,724
4	1180-1140	0,105	0,828
5	1140-1100	0,228	1,056
6	1100-1060	0,349	1,404
7	1060-1020	0,596	2,000
8	1020-980	1,244	3,244
9	980-950	1,677	4,921

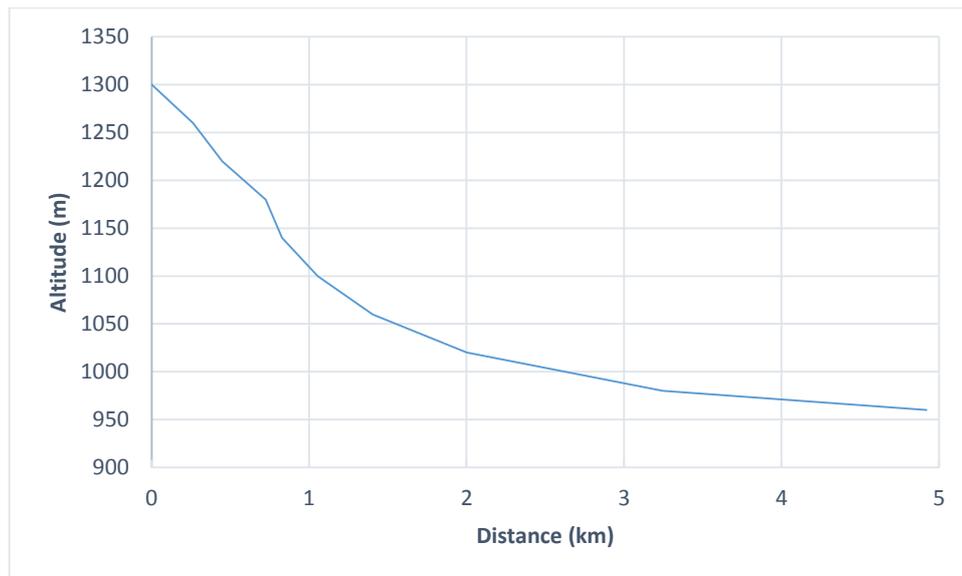


Figure I.2. Profil en long de cours d'eau de principal.

I.2 Données climatologiques

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données sur le climat qui sont nécessaires à la construction des ouvrages du projet.

Les estimations sur le climat du bassin versant de l'Oued Mellah sont basées sur les observations faites à la station de Médéa.

I.2.1 Température de l'air

Les températures moyennes mensuelles au voisinage du projet d'aménagement sont données dans la Tableau n° I.7 :

Tableau n° I.7 : Température mensuelle en degré Celsius mesurées à la station de Médéa.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout
T(°c)	22	16	10	7	5	7	9	12	18	22	26	26

I.2.2 Vent

La vitesse du vent relevée à partir des stations situées à Médéa est 7,46 m/s

I.2.3 Evaporation

Le Tableau n° I.8 présente la répartition des valeurs mensuelles moyennes d'évaporation sur le plan d'eau du réservoir de Taфраout.

Tableau n° I.8 : Evaporation sur plan d'eau – Répartition mensuelle.

mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout
Evaporation moyenne (mm)	180	100	60	40	35	55	70	110	160	240	265	245

I.2.4 Pluviométrie

Les deux stations pluviométriques de l'ANRH se situant proches du PB Oued Guergour sont les stations d'Ain Boucif (011104) et celle de Chellalet EL Adhaoura (050102)

I.2.4.1 Précipitations moyennes annuelles

A priori la densité de répartition des postes pluviométriques et des stations hydrométriques permet une étude des précipitations à l'échelle du bassin versant, la station pluviométrique choisie est celle de Chellalet el Adhaoura (050102), elle considérée comme la station la plus proche du bassin versant et son altitude est proche à celle du site.

On a récupéré les données des deux stations au niveau de l'ANRH pour des séries de 1980 à 2011, l'analyse de ses deux séries donne les résultats suivants :

Pour une série de données de 1980 à 2011 on tenant compte la station de Chellalet el Adhaoura on obtient une précipitation moyenne annuelle de 290.02 mm pour un échantillon de 32 ans.

A partir de la carte pluviométrique de l'ANRH on remarque bien que les précipitations sont supérieures à celle déduit après analyse des deux stations pluviométriques sur la période 1980 – 2011 (voir extrait de la carte pluviométrique de l'ANRH), le site de petit barrage se situe près de l'isohyète 300 mm)

Répartition mensuelle des précipitations moyennes annuelles

Le tableau ci-dessous donne la répartition moyenne annuelle établie sur la base des observations faites à la station de Chellalet El Adhaoura (code 050102) qui est la station la plus proche du site du bassin versant d'étude.

Tableau répartition mensuelle de la pluviométrie de la station de Chellalet el Adhaoura

Tableau n° I.9 : Répartition mensuelle de la pluviométrie de la station de Ch.el Adhaoura.

mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
moyenne	25,30	25,84	32,88	31,03	35,81	26,65	32,25	28,97	28,33	9,40	5,39	8,15	290
%	8,72	8,91	11,34	10,70	12,35	9,19	11,12	9,99	9,77	3,24	1,86	2,81	100

Pour donner un aperçu sur l'évolution annuelle des précipitations, nous avons représenté la répartition moyenne annuelle dans le graphique suivant :

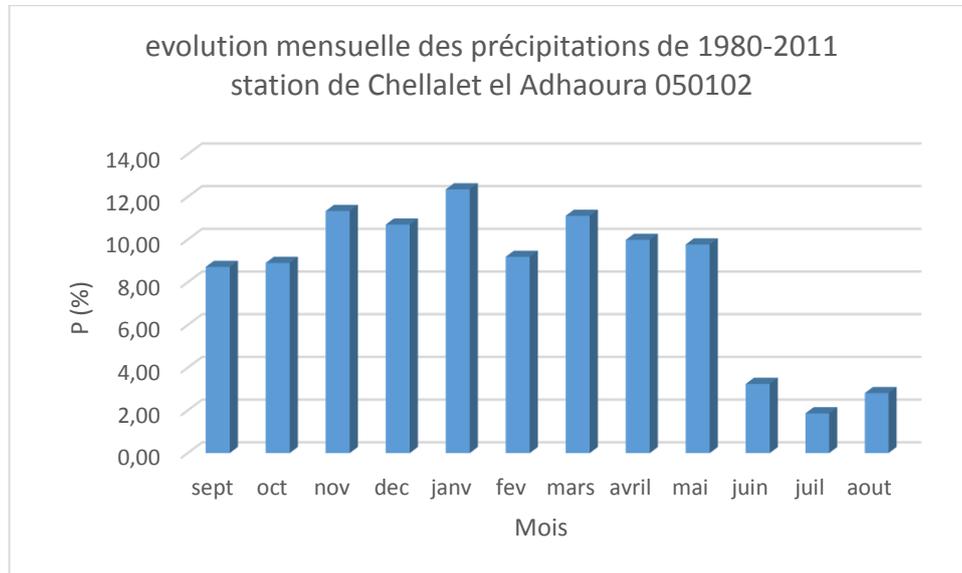


Figure I.3. Répartition mensuelle de la précipitation moyenne annuelle de la station de Chellalet el Adhaouara.

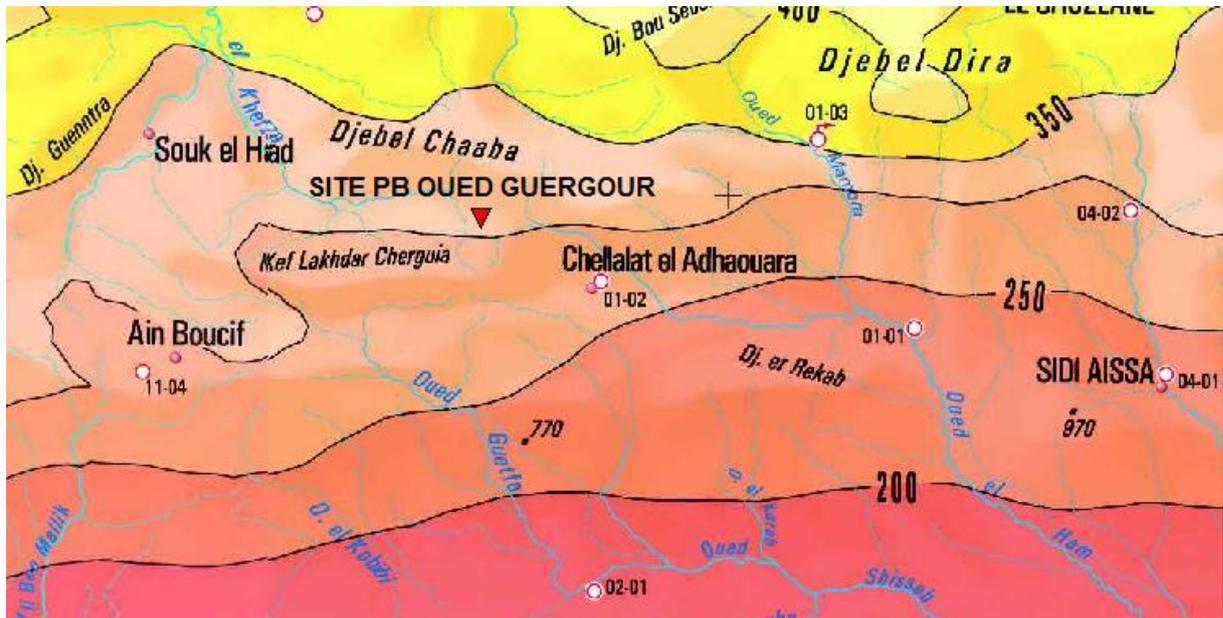


Figure I.4. Plan de situation du PB sur la carte Pluviométrique ANRH.

Et comme la carte pluviométrique a été établie à la suite d'une analyse d'une série de données plus longue (37) de 1965-2002 alors on a opté pour la valeur lu :

$$P_{\text{Moy Annuelle}} = 295,8 \text{ mm}$$

La nouvelle répartition de la pluie moyenne annuelle est donnée dans le tableau suivant :

Tableau n° I.10 : Répartition mensuelle de la pluviométrie de la station de Ch.el Adhaoura

Mois	Sept	Oct.	Nov	Dec.	Janv.	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Annuel
Moyenne	25,79	26,36	33,54	31,65	36,53	27,18	32,89	29,55	28,9	9,58	5,5	8,31	295.8
%	8,72	8,91	11,34	10,7	12,35	9,19	11,12	9,99	9,77	3,24	1,86	2,81	100

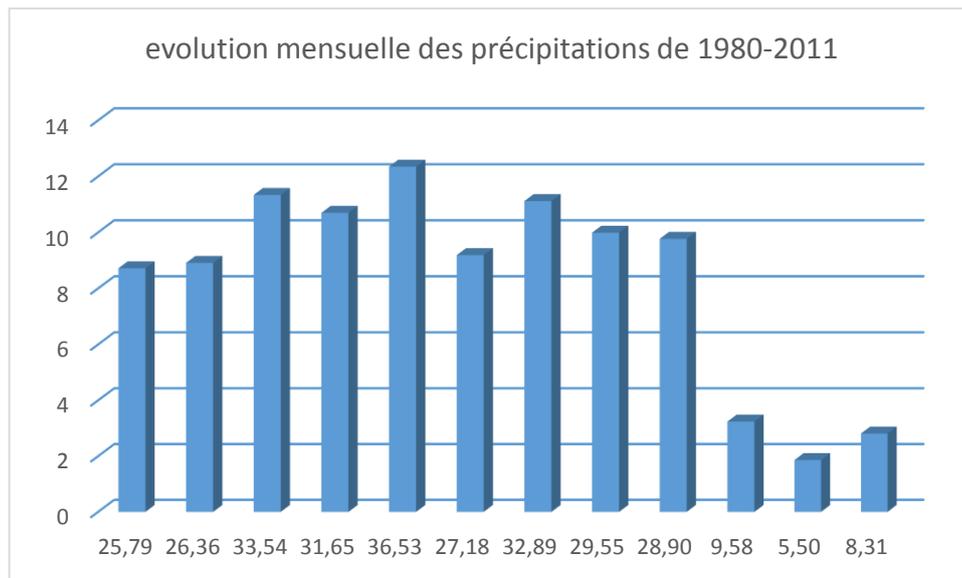


Figure I.5. Répartition mensuelle de la précipitation moyenne annuelle.

I.2.5 Homogénéisation des données

Nous avons testé l'homogénéité des échantillons par l'utilisation du test non paramétrique de Wilcoxon pour l'identification des anomalies et les valeurs erronées, Pour se faire on fait appel à l'homogénéisation des données. Les méthodes d'homogénéisation sont nombreuses et peuvent être graphiques ou analytiques.

Dans notre étude on va utiliser le test de la médiane ou test de Wilkokson.

La série de donnée d'origine devra être devisée en deux sous séries X et Y telles que N_1 et N_2 représentant respectivement le nombre (taille) de ces deux séries, avec $N_1 \leq N_2$.

On constitue la série XUY après avoir classé la série d'origine par ordre croissant puis on attribue à chaque valeur son rang en précisant à quelle sous série elle appartient.

La vérification de l'homogénéité des séries se fait à un degré de probabilité de 95%.

$$W_{min} < W_x < W_{max}$$

Avec :

$$W_x = \sum |rangx| Wx : \text{Somme des rangs de l'échantillon } x \quad (I.15)$$

$$W_{\min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - 1,96 \left[\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right]^{0,5} \quad (I.16)$$

$$W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{\min} \quad (I.17)$$

Les résultats du test de Wilcoxon sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau n° I.11 : calcul d'homogénéité de la série pluviométrique.

année	série	X	Y	XUY classé	rang	origine
1975	333,2	333,2	326	399	1	Y
1976	301,1	301,1	220,3	388,2	2	X
1977	231,5	231,5	214,9	344,8	3	X
1978	340,2	340,2	144,5	340,2	4	X
1979	306,8	306,8	158,8	340,1	5	Y
1980	213,3	213,3	178,4	333,2	6	X
1981	283,5	283,5	76,7	326	7	Y
1982	260,7	260,7	238	325,5	8	X
1983	131,35	131,35	321,4	321,4	9	Y
1984	244,2	244,2	152,7	306,8	10	X
1985	325,5	325,5	305,2	305,2	11	Y
1986	232,9	232,9	237,1	301,1	12	X
1987	166,6	166,6	187,4	283,5	13	X
1988	129,1	129,1	265,7	265,7	14	Y
1989	194,2	194,2	399	260,7	15	X
1990	195,4	195,4	340,1	244,2	16	X
1991	388,2	388,2	192,2	238	17	Y
1992	111,8	111,8		237,1	18	Y
1993	134,5	134,5		232,9	19	X
1994	344,8	344,8		231,5	20	X
1995	326			220,3	21	Y
1996	220,3			214,9	22	Y
1997	214,9			213,3	23	X
1998	144,5			195,4	24	X
1999	158,8			194,2	25	X
2000	178,4			192,2	26	Y
2001	76,7			187,4	27	Y
2002	238			178,4	28	Y
2003	321,4			166,6	29	X
2004	152,7			158,8	30	Y
2005	305,2			152,7	31	Y
2006	237,1			144,5	32	Y
2007	187,4			134,5	33	X
2008	265,7			131,35	34	X
2009	399			129,1	35	X
2010	340,1			111,8	36	X
2011	192,2			76,7	37	Y

Tableau n° I.12 : Résultat de test de Wilcoxon.

Station	N ₁	N ₂	W _{min}	W _x	W _{max}	Observation
050102	20	17	315,19	367	444,81	homogène

La condition du test ($W_{\min} < W_x < W_{\max}$) est vérifiée donc la série pluviométrique est homogène.

I.2.6 Les précipitations maximales journalières

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour.

Pour notre étude, on passe par les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant ;
- Calcul de la fréquence expérimentale ;
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;
- Ajuster graphiquement la loi choisie ;
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau n° I.13 :

Tableau n° I.13 : Caractéristiques de la série de P_{JMAX}.

caractéristiques	formules	valeurs
La somme des P _{jmax} en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=31} Xi$	888.9
La moyenne des P _{jmax} en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=31} Xi}{n}$	28.67
L'écart type « σ_x » pour n>30	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=31} (Xi - \bar{X})^2}{N}}$	12.89
Coefficient de variation « C _v »	$C_v = \frac{\sigma_x}{\bar{X}}$	0.45

I.3 Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

1)-la loi de GALTON (log-normale).

2)-la loi de GUMBEL

- L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide d'un logiciel.

I.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(X_i) = e^{-\frac{(x-x_0)}{\alpha}} \quad (I.18)$$

$$\text{Tel que : } Y = \frac{(x-x_0)}{\alpha} \quad (I.19)$$

Avec :

$1/\alpha$: la pente de la droite de GUMEL

Y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : paramètre de position (mode)

On peut écrire : $y = -\ln(-\ln(F(x)))$

Avant de procéder à l'ajustement, il faut suivre les étapes suivantes :

Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3...n. calculer, pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n} \quad (I.20)$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations (38)

- calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

$$y = -\ln(-\ln(F(x)))$$

- calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x_0 »

- représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier GUMBEL.
- Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL :

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/\alpha) y + x_0 \tag{I.21}$$

Avec :

(1 / α) : la pente de la droite de GUMBEL

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans le tableau suivant

Quantiles

q = F(X) (probabilité au non-dépassement)

$$T = 1 / (1-q) \tag{I.22}$$

Tableau n° I.14 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel.

Période de Retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	102	11.9	78.8 – 126
2000	0.9995	88.1	9.97	68.6 – 108
1000	0.9990	82.1	9.13	64.2 – 100
200	0.9950	68	7.18	54 – 82.1
100	0.9900	62	6.34	49.5 – 74.4
50	0.9800	55.9	5.51	45.1 – 66.7
20	0.9500	47.8	4.42	39.1 – 56.4
10	0.9000	41.5	3.60	34.4 – 48.5
5	0.8000	34.9	2.79	29.5 – 40.4

Pour une période de retour 100 ans $P_{JMAX1\%} = 62,0\text{mm}$.

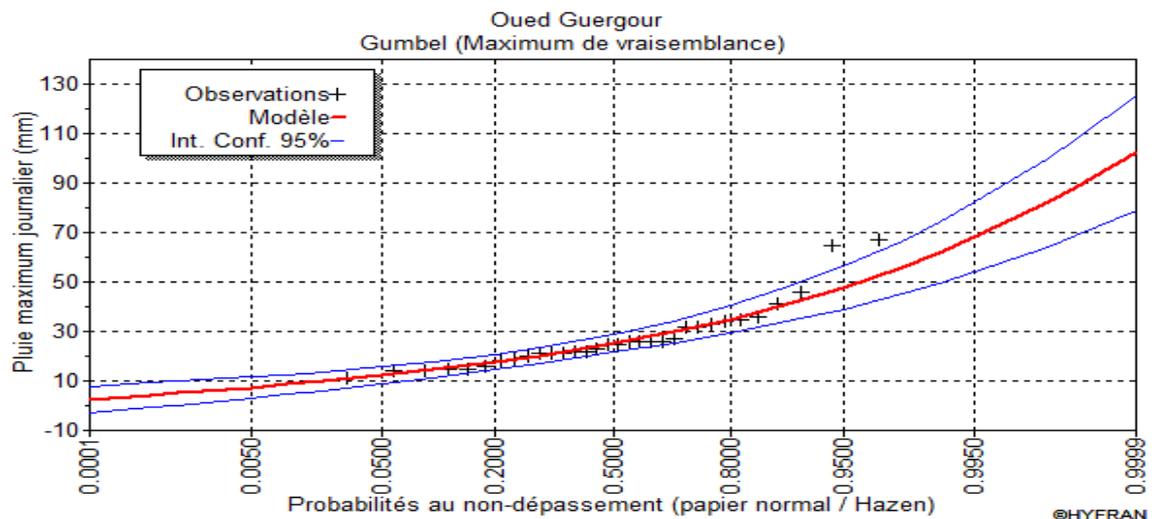


Figure I.6 : représentation graphique de la loi de Gumbel.

Tableau n° I.15 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	11.0
Maximum	Aucun	67
Moyenne	26.9	27.3
Ecart-type	11.2	13
Médiane	25.1	25
Coefficient de variation (Cv)	0.416	0.477
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	1.71
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.4	5.3

I.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale)

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur papier log-normale, comme le montre la figure (I.6).

La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (I.23)$$

D'où :

$$u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x} \quad (\text{Variable réduite de Gauss}) \quad (I.24)$$

L'équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\text{Log}x(p\%) = \text{Log}\bar{x} + \sigma \cdot \text{Log}u(p\%) \quad (I.25)$$

$$\text{Log}\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^N \text{Log}x_i}{N} \quad (I.26)$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumés dans le tableau (I.16).

Quantiles

q = F(X) (probabilité au non dépassement)

T = 1/ (1-q)

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau n° I.16 : résultat de l'ajustement à la loi de Galton.

Période de Retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	119	25.3	69.6 – 169
2000	0.9995	99.5	19.0	62.3 – 137
1000	0.9990	91.5	16.6	59.0 – 124
200	0.9950	73.7	11.5	51.1 – 96.3
100	0.9900	66.4	9.61	47.5 – 85.2
50	0.9800	59.2	7.84	43.8 – 74.5
20	0.9500	49.8	5.74	38.6 – 61.1
10	0.9000	42.8	4.32	34.3 – 51.2
5	0.8000	35.5	3.09	29.5 – 41.6

Pour une période de retour 100 ans $P_{\text{MAX}1\%}=66.4$ mm.

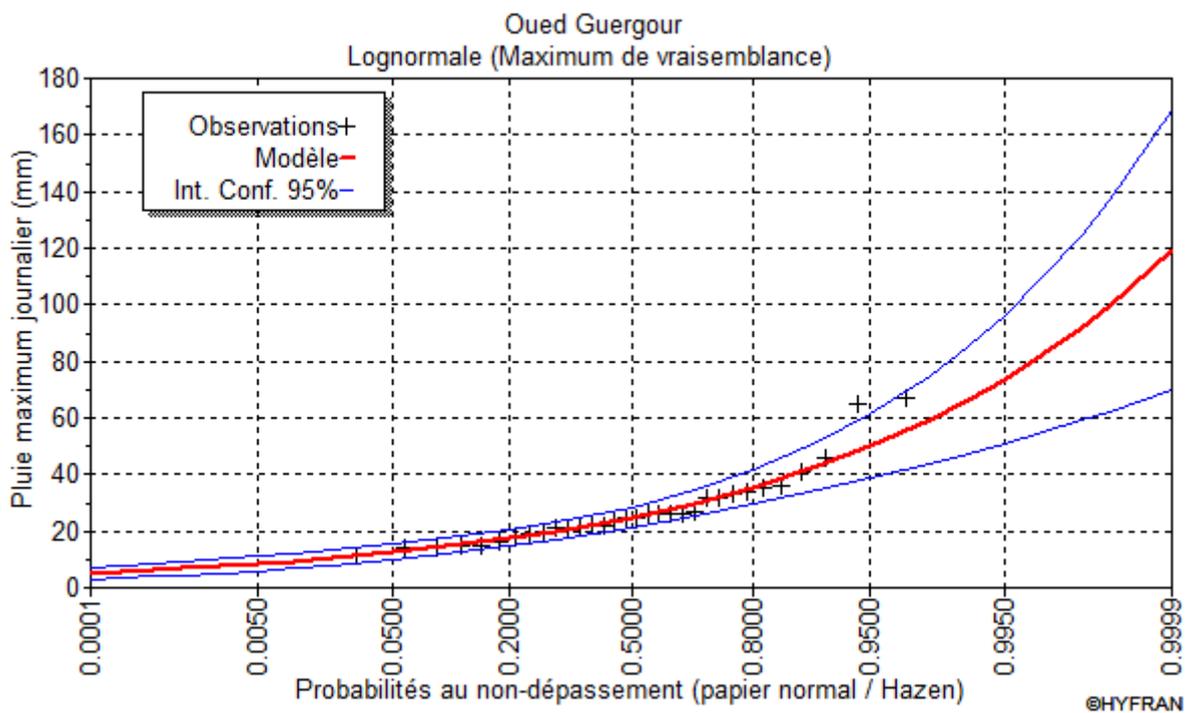
**Figure I.7.** Représentation graphique de la loi de log-normale (Galton).

Tableau n° I.17 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.0	11
Maximum	Aucun	67
Moyenne	27.2	27.3
Ecart-type	12	13
Médiane	24.9	25
Coefficient de variation (Cv)	0.44	0.477
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.4	1.71
Coefficient d'aplatissement (Ck)	6.7	5.3

I.3.3 Test de validité de l'ajustement (Test de Khi carrée)

On détermine le χ^2 calculé et le nombre de degré de liberté γ :

On détermine χ^2 théorique sur la table de Pearson (voir tableau dans l'annexe B)

Avec : χ^2 théorique = $g(\gamma, \alpha)$

La loi est adéquate pour une erreur $\alpha = 0,05$ si et seulement si :

χ^2 calculé < χ^2 théorique.

Les résultats du test pour les deux distributions statistiques sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau n° I.18 : Résultat de test de Khi carrée.

Distribution statistique	Nombre de classe	Degré de liberté	Khi carrée	Khi carrée théorique ($\alpha=5\%$)	H ₀
Gumbel	8	5	3	11.07	vérifiée
Log-normal	8	5	4.5	11.07	vérifiée

Conclusion

Après notre analyse on remarque que notre série s'ajuste bien à la loi de Galton car presque tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de Galton.

On obtient alors :

$$P_{\text{MAX}1\%} = 66.4 \text{ mm}$$

I.4 Pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

- Pluie de courtes durées

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

$$P_{\max t_p\%} = P_{\max j_p\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (I.27)$$

Avec :

$P_{\max t_p\%}$: 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, pour notre région $b = 0,34$.

- Intensités

$$I_{\max t_p\%} = \frac{P_{\max j_p\%}}{24} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (I.28)$$

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans les tableaux I.18 et I.19 (ANNEXE A)

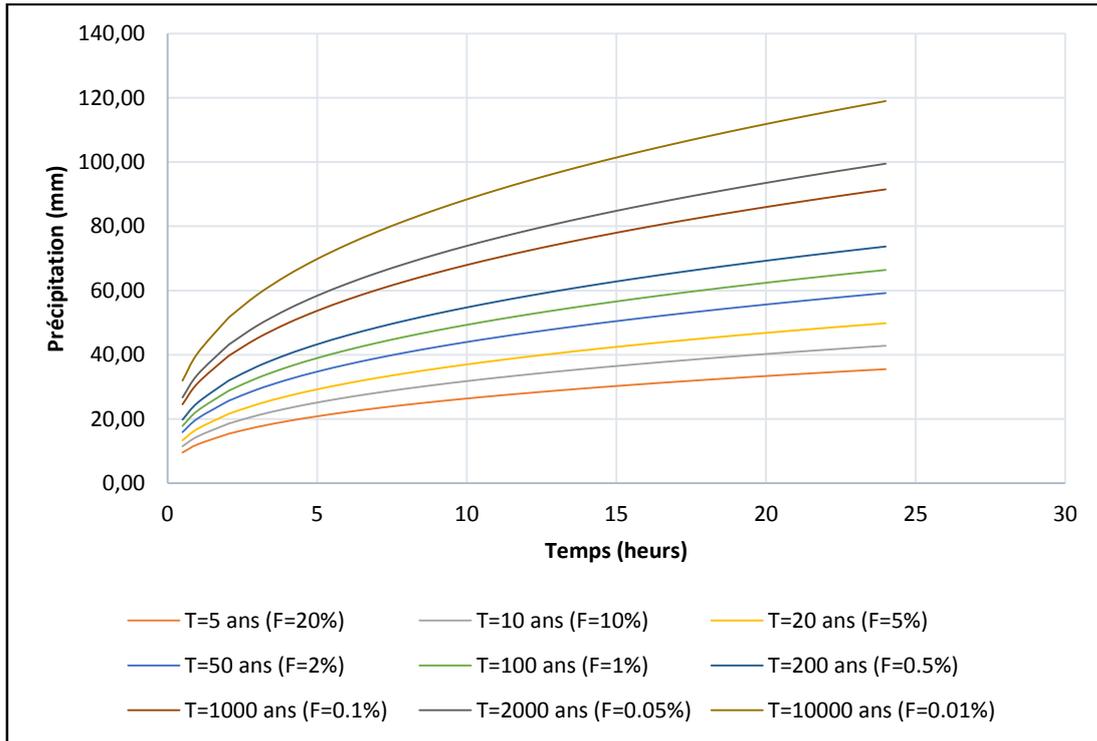


Figure I.8. Pluies de Courte durée.

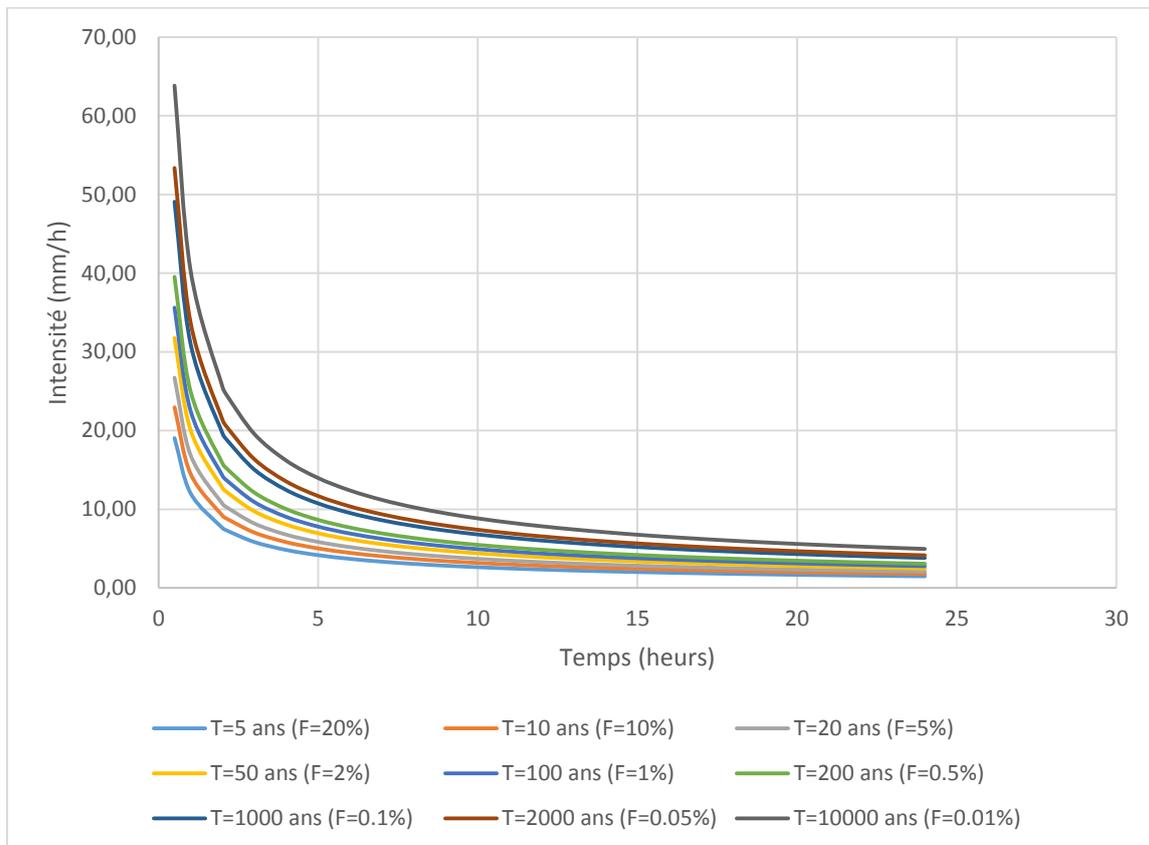


Figure I.9. Intensité –Durée –Fréquence.

I.5 Etude des apports

I.5.1 Apports liquides

Le calcul des apports est déterminé à partir de formules empiriques élaborées en Algérie pour les moyens et grands bassins versants.

Nous avons retenus les formules basées sur la pluviométrie qui est de toute façon l'élément déterminant et sur un paramètre physique (superficie, altitude)

$$K=a-(\text{Log } S).0,01 \quad (I.29)$$

$a=0,175$ pour des conditions favorables à l'écoulement.

$a=0,2$ pour des conditions défavorables à l'écoulement.

I.5.1.1 Apports annuelle moyen

a) FORMULE DE PADOUN

$$A_0=M_0.S.T \quad (I.30)$$

$$M_0=k.(0.0019.P_0)^{3.57} \text{ (l/s/km}^2\text{)} \quad (I.31)$$

Ou :

k -coefficient tenant compte de l'augmentation du module spécifique en fonction de l'altitude moyenne .il est déterminé a partir d'une table.

P_0 : Pluviométrie moyenne annuelle (m)

M_0 : module d'écoulement spécifique

S : Surface du bassin versant (km²)

T : temps d'une année en secondes.

b) FORMULE DE SAMI

$$A_0 = P_0^2(293 - 2.2\sqrt{S}). S \quad (I.32)$$

c) FORMULE ALGERIENNE

$$A_0 = P_0(1 - 10^{(-k.P_0^2)}).S \quad (I.33)$$

d) Formule de DERI II

$$A_0 = 0,513.P_{\text{moy}}^{2.683} .D_d^{0.5} S^{0.842} \quad (I.34)$$

S : Superficie du bassin [Km²].

D_d : densité de drainage ;

e) FORMULE DE L'ANRH

$$A_0=0.915*P_{\text{moy}}^{2.684} *S^{0.842} \quad (I.35)$$

A_0 : Apport moyen annuel (hm³)

P_0 : Pluviométrie moyenne annuelle (m)

S : Superficie du bassin [Km²].

AN : A₀=0.292845

Nota : les résultats de calcul par les différentes formules citées ci-dessus sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau n° I.21 : Apport moyen annuel.

formule	SAMI	ANRH	DERI II	Moy
A ₀ (Hm ³)	0,313184	0,292845	0,307537	0,304522

La valeur adoptée est celle qui se rapproche le plus de la moyenne des valeurs les plus proches les unes des autres (pour notre cas c'est celles de DERI II).

A₀=0,307537 Hm³

I.5.1.2 Caractéristiques de l'écoulement

a) Module de l'écoulement (M_e)

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \quad (I.36)$$

A₀ : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] "T =31.536 *10⁶ secondes"

AN : M_e=9.75 l/s

a) Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M₀)

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \quad (I.37)$$

M₀ : Module de l'écoulement ([l/s]).

S : Superficie du bassin [Km²].

AN : M₀=0.777 l/s/km²

b) lame d'eau écoulée

On a :

$$L_e = \frac{A_0}{S} \quad (I.38)$$

S : Superficie du bassin.

AN : L_e=24.50 mm

c) Coefficient de l'écoulement

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \quad (I.39)$$

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

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

AN : $C_e=0.0828$

d) Coefficient de variation

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

La relation utilisée est basée sur des observations faites sur 42 Oueds de l'Algérie de Nord.

$$C_v = \frac{0.93}{M_0^{0.23}} K_s \quad (I.40)$$

AN : $C_v=0.99$

M_0 : Module d'écoulement spécifique ([l/s].

K_s : coefficient de réduction, fonction de la pérennité du cours d'eau.

- Formule de SOKOLOVSKY

$$C_v=0.78-0.29\text{Log } q - 0.063 \text{ Log } (S+1) \quad (I.41)$$

Avec : q _ module de l'écoulement relatif ;

S : superficie du bassin versant (km²).

AN : $C_v=0.74$

- Formule Ukgiprovodkhoz

Cette formule est basée sur les données de 21 petits oueds de l'Algérie du Nord.

$$C_v = \frac{0.70}{M_0^{0.125}} \quad (I.42)$$

M_0 : Module spécifique de l'apport moyen annuel en l/s.km².

AN : $C_v=0.72$

- Formule de KRISTEKLY MENKEL

$$C_v = \frac{0.70}{S^{0.06} q^{0.27}} \quad (I.43)$$

Avec q : module de l'écoulement relatif.

AN $C_v=0,64$

Conclusion

Le coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc :

$C_v=0,77$ vu que la formule de SOKOLOVSKY donne la valeur proche donc $C_v=0,74$

I.5.1.3 Estimation fréquentielle des apports

a) Estimation à partir de la distribution log normale (Body)

L'apport moyen fréquentiel peut être calculé par la relation proposée par Body qui est la suivante :

$$A_{80\%} = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{-u \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}} \quad (I.44)$$

$A_{80\%}$: apport fréquentiel ($F=0.80$) en m^3 ;

μ : Variable réduite de Gauss, pour $f=80\%$, $u=0.842$

A_0 : Apport moyen annuel (Hm^3).

C_v : Coefficient de variation.

AN : $A_{80\%}=0.141715 Hm^3$

b) Estimation à partir de la distribution log normale (Binomiale)

L'apport moyen fréquentiel dans cette formule est lié à l'apport moyen, au coefficient de variation et au coefficient d'écoulement souterrain :

$$A_{80\%} = A_{moy} \cdot (1 - (\mu C_v \cdot K)) \quad (I.45)$$

Avec :

$A_{80\%}$: apport moyen de fréquence 80% d'oued Guergour en m^3 ;

A_{moy} : apport moyen de l'Oued en m^3 ;

μ : Variable réduite de Gauss. Pour une fréquence au non dépassement $F=80\%$, la variable réduite de Gauss est égale à $\mu=0,842$;

C_v : coefficient de variation.

K : coefficient, fonction du pourcentage de l'écoulement souterrain. Pour les oueds temporaires $K=1$.

AN : $A_{80\%}=0,115917 Hm^3$.

Le résultat de calcul de l'apport moyen fréquentiel est récapitulé dans le tableau n° I.22

Tableau n° I.22 : Résultat de calcul de l'apport fréquentiel d'Oued Guergour.

Méthode	Apport fréquentiel (80%) en hm ³
Formule de Body	0141715
Distribution Binomiale	0,115917
moyen	0,128816

L'estimation à partir de la distribution log normale(Binomiale) donne une valeur très proche à la moyen donc on prendre comme une valeur d'apport fréquentiel.

$$A_{80\%}=0.115917 \text{ Hm}^3.$$

Tableau n° I.23 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.

mois	sept	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
P(%)	8,72	8,91	11,34	10,7	12,35	9,19	11,12	9,99	9,77	3,24	1,86	2,81	100
A _{80%} (Hm ³)	0,0101	0,0103	0,0131	0,0124	0,0143	0,0107	0,0129	0,0116	0,0113	0,0038	0,0022	0,0033	0,115917

I.5.2 Apport solides

Les apports solides sont constitués d'une part de matériaux grossiers charriés sur le fond du lit de l'oued et qui s'accumulent en amont de la retenue, d'autre part d'éléments fins transportés en suspension et qui se déposent par décantation sur le fond de la cuvette de la réserve.

Les apports solides dépendent de l'étendue et du relief du bassin versant, de la nature géologique des sols et de leur résistance à l'érosion, liée elle-même à la couverture végétale, au régime de pluie et de températures.

L'envasement (ou l'engravement) d'une retenue sera d'autant rapide que la capacité de la réserve sera faible vis-à-vis du débit solide qui est lui-même proportionnel à la surface du bassin versant.

Les apports solides sont importants en Algérie où l'érosion est intensive et sont soumis à des précipitations mal réparties dans l'année.

I.5.2.1 Estimation de l'érosion spécifique

Pour la détermination du transport solide, nous avons utilisé les formules empiriques appliquées aux bassins versants de l'Algérie du Nord.

a) Formule de TIXERONT (1960)

Elle tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit comme suit :

$$E_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \quad (I.46)$$

Avec :

E_s : L'érosion spécifique en t/(Km².an)

L_e : lame d'eau écoulée. ($L_e = 24,5$ mm)

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant ($\alpha = 75$).

Tableau n° I.24 : Variation des valeurs α en fonction de la perméabilité.

Variation de perméabilité	α
Elevée	8,5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

AN : $E_s = 121,18$ T/(km².an).

En tenant compte du poids spécifiques moyen des sédiments $\gamma_s = 1.6$ T/m³

a) Formule de SOGREAH (1969)

La formule recommandée est suivant :

$$E_s = \alpha \cdot R^{0.15} \quad (I.47)$$

Ou :

R : ruissellement moyen annuel ; il est donnée par l'expression suivante :

$$R = \frac{A_0}{S} \quad (I.48)$$

Avec : A_0 : apport annuel moyen $A_0 = 115917$ m³.

S : superficie du bassin versant $S = 12,55$ km².

$R = 9,24$ mm

$E_s = 104,69$ T/(km².an)

En tenant compte du poids spécifiques moyen des sédiments $\gamma_s = 1,6$ T/m³

Le charriage de fond peut représenter 10 à 30% du transport solide en suspension calculé ci-dessus. On prendra 15%.

I.5.2.1 calcul du volume mort

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

A) Formule de TIXERONT(1960)

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1,05 \div 1,1) \frac{Q_s \times T}{\gamma_s}$$

Avec :

Q_s : Le débit solide en t/an.

$$Q_s = E_s * S.$$

γ_s : Poids spécifique de la vase humide (1,6 t/m³).

S : Superficie du bassin versant en Km². (S=12,55 km²)

$$A.N : V_m = 19960,61$$

B) Formule de SOGREAH (1969)

$$V_m = 1,15 \cdot \frac{Q_s T}{\gamma_s}$$

$$AN : V_m = 18,886,68 \text{ m}^3.$$

Tableau n° I.25 : Résultat du calcul de volume mort.

Formule	L'érosion spécifique en t/(Km ² .an)	Volume mort (m ³)
TIXERONT	121,18	22954,71
SOGREAH	104,69	18886,68

En opte pour la formule de SOGREAH comme volume mort de notre retenue c'est la relation la plus adaptée en Algérie donc le volume mort est de $V_m = 18886,68$ (m³)

I.6 ETUDE DES CRUES

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Leur étude a pour but de déterminer les Hydrogramme de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxima probables correspondants.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter. Les paramètres définissant une crue est :

- Le débit maximum (débit de pointe).
- Le volume.
- Le temps.
- La forme (Hydrogramme de crues).

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, 1000, 50, 20, et 10 ans et l'application de la méthode de l'hydrogramme synthétique pour la détermination du débit de période de retour 100 ans, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul.

I.6.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue

a) Formule de MALLET-GAUTHIER :

$$Q_{\max,p\%} = 2.K . \log(1 + A . P) . \frac{S}{\sqrt{L}} . \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \quad (I.49)$$

Avec :

$Q_{\max,p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s).

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (295.8 mm)

S : Superficie du bassin versant (12.55 Km²)

L : Longueur du talweg principal (4.981 Km)

K : coefficient dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 1 et 3 [K =2].

A : coefficient Régional pris égal a 20

T : période de retour [an].

Tableau n° I.25 : Q_{\max} de crue pour différents périodes de retour (MALLET-GAUTHIER)

T(années)	5	10	20	50	100	1000
Q(m ³ /s)	31,21	37,54	42,94	49,18	53,42	65,57

b) Formule de SOKOLOVSKY

On a :

$$Q_{\max,p\%} = \frac{0,28.(P_{ct} - H_0). \alpha_{p\%} . F . S}{T_c} \quad (I.50)$$

S : Superficie du bassin [Km²].

T_c : temps de concentration[h].

P_{ct} : pluie de courte durée.

$\alpha_{p\%}$: Coefficient de ruissellement de la crue probable pour une période donnée.

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{Xp} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{Xp} + \sqrt{H_0}} \quad (I.51)$$

Xp : précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.

H_0 : pertes initiales en mm. Au nord de l'Algérie $H_0=7$ mm ;

$$F : \text{Coefficient de forme de la crue} : \left[F = \frac{12}{4+3\gamma} \right] \quad (I.52)$$

Tableau n° I.26 : Valeur de γ en fonction de Caractéristique bassin versant.

Caractéristique du B.V γ	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 : $F=1,2$

Tableau n° I.27 : Récapitulations des résultats de la formule de SOKOLOVSKY.

Période de retour (an)	5	10	20	50	100
Fréquence	20	10	5	2	1
Pct (mm)	15,58	18,79	21,86	25,98	29,14
$\alpha_{p\%}$	0,38	0,42	0,45	0,49	0,51
$Q_{max p\%}$ (m ³ /s)	6,54	9,90	13,37	18,35	22,34

c) Formule de TURAZZA

Cette formule a été développée en Italie :

$$Q_{P\%} = \frac{1}{3.6} C_r \frac{P_{tc.P\%}}{t_c} S \quad (\text{m}^3/\text{s}). \quad (I.53)$$

C_r : coefficient de ruissellement pris égale à 0.85 ;

S : Superficie du bassin versant (Km²).

$P_{tc p\%}$: pluies de courte durée pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration.

t_c : temps de concentration $t_c=2.13$ heures ;

Tableau n° I.28 : Récapitulations des résultats de la formule de TURAZZA.

période de retour (an)	5	10	20	50	100	1000
$Q_{max,p\%}$ (m ³ /s)	21,67	26,14	30,41	36,14	40,54	55,87

d) Méthode rationnelle

$$Q_{P\%} = 0,28.C_r.P_{tc\%}.S \quad (I.54)$$

C_r : coefficient de ruissellement pris égale à 0,85 ;

S : Superficie du bassin versant (Km²).

$P_{tc\%}$: pluies de courte durée pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration.

Tableau n° I.29 : Récapitulations des résultats de la méthode rationnelle.

période de retour (an)	5	10	20	50	100	1000
$Q_{max,P\%}$ (m ³ /s)	46,54	56,12	65,29	77,60	87,04	119,95

Le débit de crue de projet de fréquence centennale est égal a la valeur la plus proche de la moyenne des trois formules :

Tableau n° I.30 : Récapitulations des résultats de débit de crue.

Formule	Q20% (m3/s)	Q 10% (m3/s)	Q5% (m3/s)	Q 2% (m3/s)	Q 1% (m3/s)
Formule de MALLET-GAUTHIER	31,21	37,54	42,94	49,18	53,42
Méthode de SOKOLOVSKY	6,54	9,90	13,37	18,35	22,34
méthode de TERAZZA	21,67	26,14	30,41	36,14	40,54
Méthode rationnelle :	46,54	56,12	65,29	77,60	87,04
moyenne	26,49	32,43	38,00	45,32	50,84

Le débit de crue de projet de fréquence centennale est égal à la valeur la plus proche de la moyenne des quatre formules.La valeur prise pour la suite de nos calculs est celle de MALLET-GAUTHIER qui est la plus adaptée aux bassins versants Algériens.

$$Q_{1\%}=53.42 \text{ m}^3/\text{s}$$

I.6.2 Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crues tel que :

- Le volume de la crue.
- La durée de la crue.
- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue, on a suivi la méthode de Sokolovski qui 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 la décrue.

La forme des crues (temps de montée et de décrue) est déterminée à l'aide de la méthode de SOKOLOVSKY, qui assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques l'une pour le temps de montée et définie par :

$$Q_{montée} = Q_{\max, p\%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n$$

Et l'autre pour la décrue exprimée par :

$$Q_{décrue} = Q_{\max, p\%} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \quad (I.55)$$

$Q_{\max} (\%)$: débit maximum de fréquence donnée.

Q_t : débit instantané au moment (t).

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

Temps de base : $t_b = t_m + t_d$

t_m : Temps de montée de la crue [$t_m = t_c$].

t_d : temps de la décrue [$t_d = \delta \cdot t_m$].

δ : Coefficient qui dépend du caractéristiques du bassin versant. Tableau n° I.31 :

Tableau n° I.31 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue

Condition	δ
Petits cours d'eau bassin non boisé, sol peu perméable Et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2 à 2,5
Petits cour d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasse de lit majeur normales.	3 à 4
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordement étendues.	4 à 7

On considère généralement que : $t_d = 3t_m$, et $t_m = t_c$ (pour des petits bassins).

On a donc:

$$t_m = t_c = 2,13 \text{ h}$$

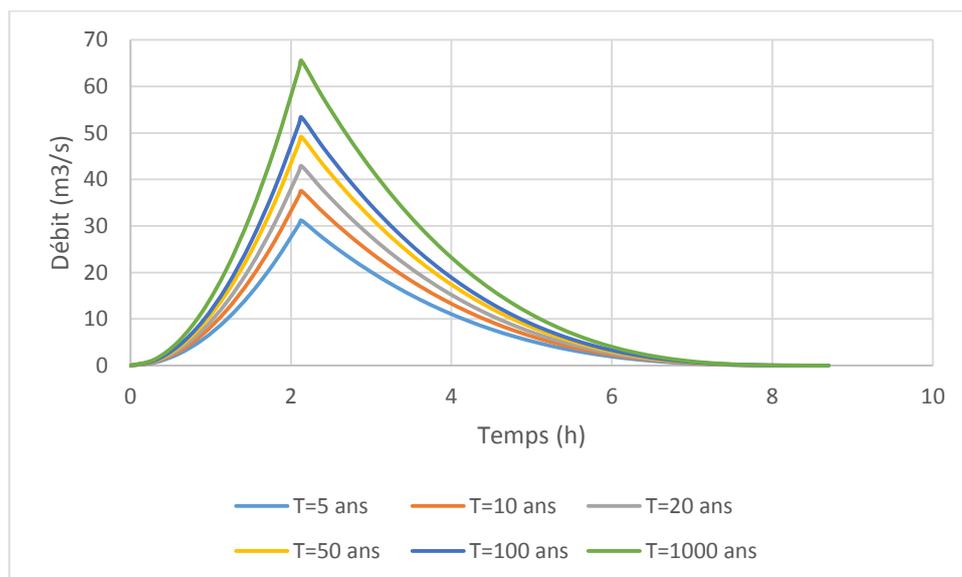
$$t_d = 3 t_m = 6.39 \text{ h}$$

$$t_b = t_m + t_d = 8.52 \text{ h}$$

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (5 ; 10 ; 20 ; 50 ; 100 ; 1000) ans, sont données dans le tableau suivants :

Tableau n° I.32 : Valeurs de débits de crues en fonction de temps.

Temps (h)	période de retour (ans)					
	5	10	20	50	100	1000
0	0	0	0	0	0	0
0,3	0,62	0,74	0,85	0,98	1,06	1,30
0,6	2,48	2,98	3,41	3,90	4,24	5,20
0,9	5,57	6,70	7,67	8,78	9,54	11,71
1,2	9,91	11,92	13,63	15,61	16,96	20,81
1,5	15,48	18,62	21,30	24,39	26,49	32,52
1,8	22,29	26,81	30,67	35,12	38,15	46,83
2,1	30,34	36,49	41,74	47,80	51,93	63,74
2,13	31,21	37,54	42,94	49,18	53,42	65,57
2,40	27,42	32,98	37,72	43,21	46,93	57,60
2,70	23,58	28,36	32,44	37,16	40,36	49,54
3,00	20,12	24,20	27,68	31,70	34,44	42,27
3,30	17,01	20,46	23,41	26,81	29,12	35,74
3,60	14,25	17,14	19,60	22,45	24,38	29,93
3,90	11,80	14,19	16,23	18,59	20,19	24,78
4,20	9,64	11,60	13,27	15,20	16,51	20,26
4,50	7,77	9,35	10,69	12,25	13,30	16,33
4,80	6,16	7,41	8,47	9,70	10,54	12,94
5,10	4,78	5,76	6,58	7,54	8,19	10,05
5,40	3,63	4,37	5,00	5,72	6,22	7,63
5,70	2,68	3,23	3,69	4,23	4,59	5,64
6,00	1,91	2,30	2,63	3,02	3,28	4,02
6,30	1,31	1,57	1,80	2,06	2,24	2,75
6,60	0,85	1,02	1,16	1,33	1,45	1,78
6,90	0,51	0,61	0,70	0,80	0,87	1,07
7,20	0,28	0,33	0,38	0,43	0,47	0,58
7,50	0,13	0,15	0,17	0,20	0,22	0,27
7,80	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
8,10	0,01	0,01	0,01	0,01	0,02	0,02
8,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
8,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**Figure I.10.** Hydrogrammes de crues d'Oued Guergour.

I.6.2.1 Estimation du volume de crue

Les volumes de crues maximales propres aux différentes périodes de retour ont été calculés à partir de la relation suivante :

$$V_{\max} = \frac{Q_{\max}(\%)T_c}{f} \quad (I.56)$$

V_{\max} : Volume de crue en (m³/s)

$Q_{\max}(\%)$: Débit de crue max pour une fréquence donnée (m³/s)

T_c : temps de concentration (s)

f : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue ; $f=1.2$

Les volumes des crues sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau n° I.33 : Volumes des crues maximales d'Oued Guergour.

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000
Débits (m ³ /s)	31,21	37,54	42,94	49,18	53,42	65,57
Volumes des crues (m ³)	199453,5	239877,7	274410,25	314289,6	341376,03	418967,59

a) Calcul à partir de l'hydrogramme de crue

Dans cette méthode, l'hydrogramme est assimilé à deux équations paraboliques, l'une pour la montée de la crue et l'autre pour la décrue, ce qui se rapproche le plus de la réalité. Et le volume de la crue est calculé à travers l'intégrale suivante :

$$V = \int_0^{t_m} Q_{1\%} * \left(\frac{t}{t_m}\right)^2 dt + \int_{t_d}^0 Q_{1\%} * \left(\frac{t_d - t}{t_d}\right)^3 dt \quad (I.57)$$

$$V = \int_0^{2.13} 53.42 * \left(\frac{t}{2.13}\right)^2 dt + \int_0^{6.39} 53.42 * \left(\frac{6.39 - t}{6.39}\right)^3 dt$$

Ce qui nous donne :

$$V_{\text{crue}} = 443759.94 \text{ m}^3$$

Et c'est cette valeur qu'on choisit pour la suite de nos calculs.

I.6.3 Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée.

Le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Rappelons qu'une petite submersion d'un barrage en terre engendre la rupture totale de celui-ci, contrairement aux barrages en béton ou en peut faire des réparations lors d'un passage d'une crue exceptionnelle.

Rappelons aussi que pour la détermination de la crue de projet il existe deux approches :

- l'approche déterministe qui est basé sur l'observation et l'historique.
- l'approche probabiliste qui est basé sur la statique.

La précision entre le débit et la fréquence dépend essentiellement de :

- la qualité et la quantité des données.
- la précision
- la bonne estimation.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques des crues à l'aval.

Alors, pour son estimation nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

Tableau n° I.34 : Crue de projet recommandée.(ANCLD ,1986)

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
Elevés : - Perte de vie -Dommage considérable	1/100000 à 1/10000
Importants -Pas de perte de vie -Dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles -Pas de perte de vie -Dommages légers	1/1000 à 1/100

la crue de projet est déterminée pour une période de retour de 100 ans.

Donc pour un débit qui vaut $Q_{1\%}=53.42 \text{ (m}^3\text{/s)}$.

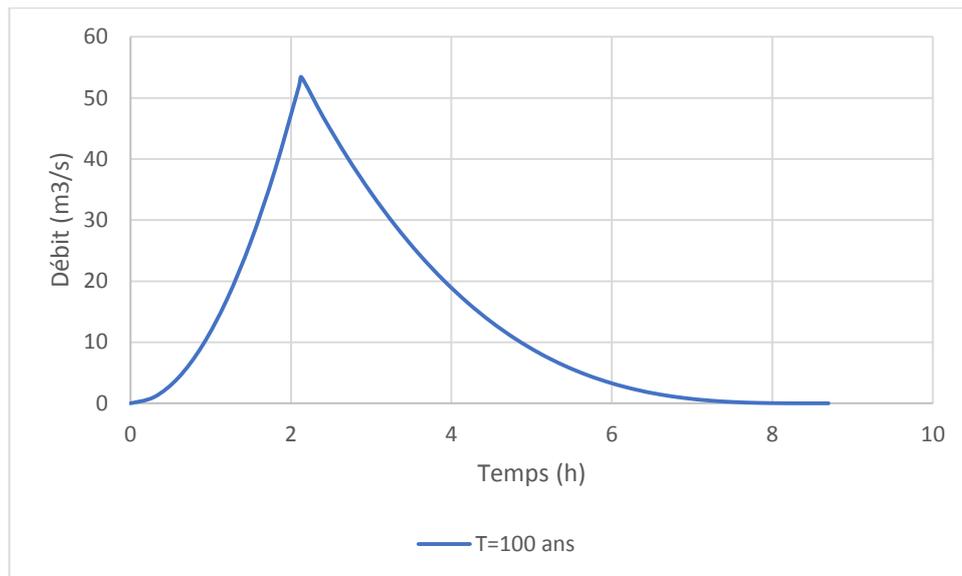


Figure I.11. Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 100 ans.

I.7 Régularisation

L'étude de régularisation d'un petit barrage sur l'Oued Guergour a pour objectif la détermination du volume de la réserve utile ainsi le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.
- La régularisation saisonnière est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.
- La régularisation interannuelle est effectuée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation, On stocke les eaux des saisons humides pour les restituer au cours des saisons sèches.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport ($A_{80\%}$ en M m³).
- La consommation totale (M m³).
- Les infiltrations et l'évaporation
- Les courbes caractéristiques de la retenue

I.7.1 Répartition mensuel de l'apport 80%

Tableau n° I.35 : Répartition mensuelle de l'apport 80% est donnée dans le tableau suivant.

mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
A _{80%} (%)	8,72	8,91	11,34	10,7	12,35	9,19	11,12	9,99	9,77	3,24	1,86	2,81	100
A _{80%} (m ³)	10108	10328	13144	12403	14315	10653	12889	11580	11325	3755,7	2156,1	3257,3	115917

I.7.2 Répartition mensuelle des besoins

Tableau n° I.36 : Répartition mensuelle des besoins en irrigation :

mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
U _{80%} (%)	7,77	3,11	0	0	0	0	1,43	5,83	9,07	21,72	26,83	24,24	100
U _{80%} (m ³)	6180	24,72	0	0	0	0	1133	4635	7210	17270	21330	19270	79500

Pour notre cas l'apport est A=0,115917 Hm³ supérieur à la demande U=0.079500 Hm³, alors on optera pour une régularisation saisonnière.

I.7.3 Courbe Hauteur Surface Volume (HSV)

C'est un paramètre très important dans l'étude d'un barrage car elle permet par une simple lecture de la courbe de connaître la valeur du volume d'eau en fonction de l'altitude et la surface inondée aussi.

L'approximation des volumes a été faite selon l'expression :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \quad (I.58)$$

S_i : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m².

S_{i+1} : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m².

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

ΔV : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm³.

La courbe HSV a été déterminée à partir du levé topographique au 1/1000. Les valeurs ayant servi aux simulations sont données dans le tableau n° 37. Les courbes hauteur-surface et hauteur-volume sont données par la Figure I.12 et I.13 ;

Tableau n° I.37 : Hauteur – Surface – Volume de petit barrage de Tafraout.

Cote (m)	Surface (m ²)	H(m)	S _{Moy} (m ²)	ΔH(m)	ΔV (m ³)	V _{Cumulé}
962	69,89	0	46,59333		46,59333	46,59333
963	234,32	1	152,105	1	152,105	198,6983
964	1250,362	2	742,341	1	742,341	941,0393
965	2838,645	3	2044,504	1	2044,504	2985,543
966	6148,151	4	4493,398	1	4493,398	7478,941
967	9345,572	5	7746,862	1	7746,862	15225,8
968	13525,91	6	11435,74	1	11435,74	26661,54
969	18398,96	7	15962,44	1	15962,44	42623,98
970	24277,97	8	21338,47	1	21338,47	63962,44
971	30777,44	9	27527,71	1	27527,71	91490,15
972	38174	10	34475,72	1	34475,72	125965,9
973	45234,49	11	41704,25	1	41704,25	167670,1
974	52925,4	12	49079,95	1	49079,95	216750,1
975	61929,422	13	57427,41	1	57427,41	274177,5
976	71215,13	14	66572,28	1	66572,28	340749,7

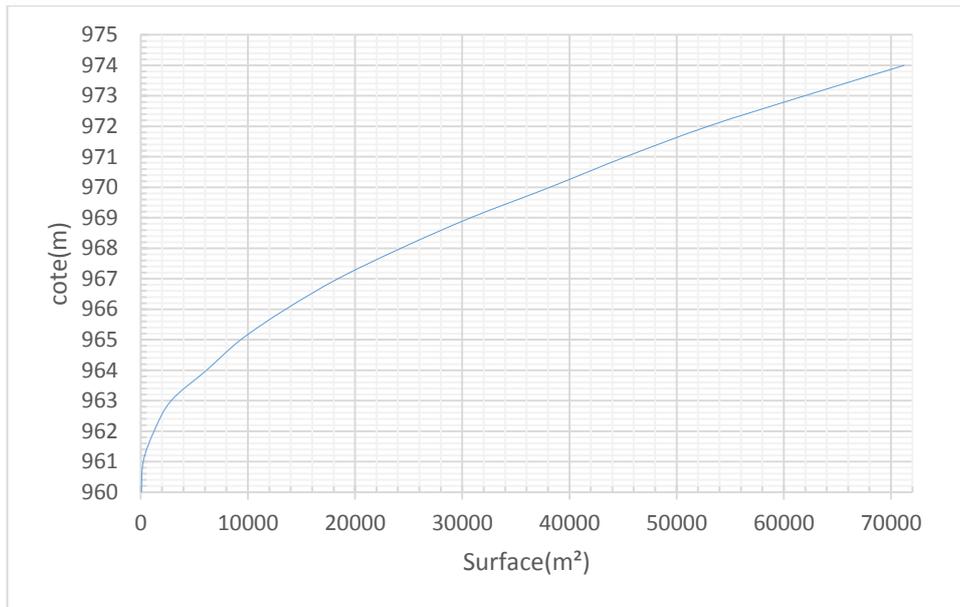


Figure I.12. Courbe Surface-Hauteur.

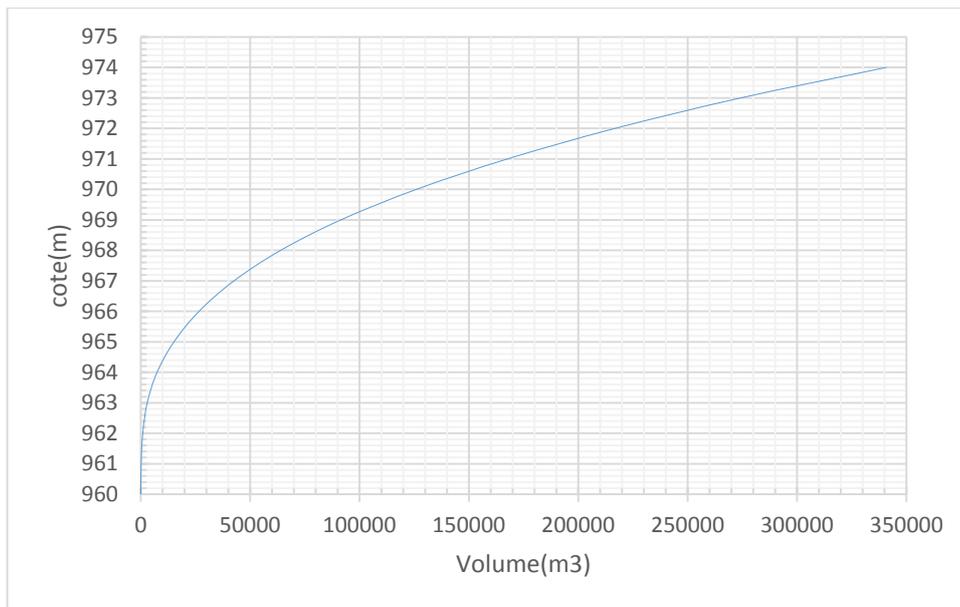


Figure I.13. Courbe Volume-Hauteur.

I.7.4 Calcul du volume utile

Pour calculer le volume utile du barrage on a besoin de :

- L'apport annuel $A_{80\%}$.
- 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.

La période à bonne hydraulité est celle du mois de Septembre jusqu'au mois de mai.

Les calculs se font comme suit : $V_{rf} = V_{ri} + (W-U)$ (I.59)

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final.

V_{ri} : Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

I.7.4.1 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 n° I.38 : Détermination de la période à bonne hydraulité.

mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout
A _{80%} (m ³)	10108	10328	13144	12403	14315	10653	12889	11580	11325	3755,7	2156,1	3257,3
U _{80%} (m)	6180	25	0	0	0	0	1133	4635	7210	17270	21330	19270
A _{80%} -U _{80%}	3928	10303	13144	12403	14315	10653	11756	6945	4115	-13514	-19173,9	-16012,7

D'après ce tableau : la période à bonne hydraulité est celle du mois **Septembre** jusqu'au mois **Mai**.

I.7.4.2 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normale d'exploitation c'est-à-dire la côte 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 :

- **1ère Consigne d'exploitation :**

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues et 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.

- **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

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

Tableau n° I.39 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³).

mois	A _{80%}	U _{80%}	A _{80%} -U _{80%}	1 ère consigne			2 eme consigne		
				V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Septembre	10107,96	6180	3927,96	22814,64	18886,68		14958,72	18886,68	
Octobre	10328,20	2472	7856,20		22814,64	0		18886,68	3927,962
Novembre	13144,99	0	13144,99	30670,85	30670,85	0	11030,48	18886,68	7856,205
Décembre	12403,12	0	12403,12	43815,83	43815,83	0	5741,692	18886,68	13144,99
Janvier	14315,75	0	14315,75	56218,95	56218,95	0	7398,835	18886,68	11487,85
Février	10652,77	0	10652,77	70534,7	67587,65	2947,058	19801,95	19801,95	0
Mars	12889,97	1133	11756,97	78240,42	67587,65	10652,77	34117,7	34117,7	0
Avril	11580,11	4635	6945,11	79344,62	67587,65	11756,97	44770,48	44770,48	0
Mai	11325,09	7210	4115,09	74532,75	67587,65	6945,108	56527,45	56527,45	0
Juin	3755,71	17270	-13514,29	71702,74	67587,65	4115,091	63472,55	63472,55	0
Juillet	2156,06	21330	-19173,94	54073,36	54073,36	0	67587,65	67587,65	0
Aout	3257,27	19270	-16012,73	34899,41	34899,41	0	54073,36	54073,36	0
total	115917	79500	36417	18886,68	18886,68	0	34899,41	34899,41	0
						36417	18886,68	18886,68	0

Du tableau (I.32) on a :

$$V_s = 85117,97 \text{ m}^3.$$

$$V_d = 48700,97 \text{ m}^3.$$

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \text{ d'où : } V_u = V_d \quad \text{Alors :}$$

$$V_u = 48700,97 \text{ m}^3.$$

Le volume normal de la retenue sera :

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

$$V_{NNR} = 67587,65 \text{ m}^3.$$

$$NNR = 968,1 \text{ m}$$

I.7.4.3 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Les pertes dans la retenue sont de deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

A - Pertes par évaporation :

$$\text{On a :} \quad V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \quad (I.60)$$

V_{ep} : volume perdu à cause de l'évaporation.

E_s : Evaporation mensuelle (m).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen (V_{moy}), elle est déterminée sur la courbe $S=f(V)$. Cette courbe est représentée sur la figure II.27.

$$V_{moy} : \text{volume moyen} \quad \text{avec} \quad V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \quad (I.61)$$

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

B - Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta V_{moy}}{100} \quad (I.62)$$

V_{inf} : volume perdu à cause de l'infiltration.

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

$$V_{moy} : \text{volume moyen} \quad V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2}$$

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

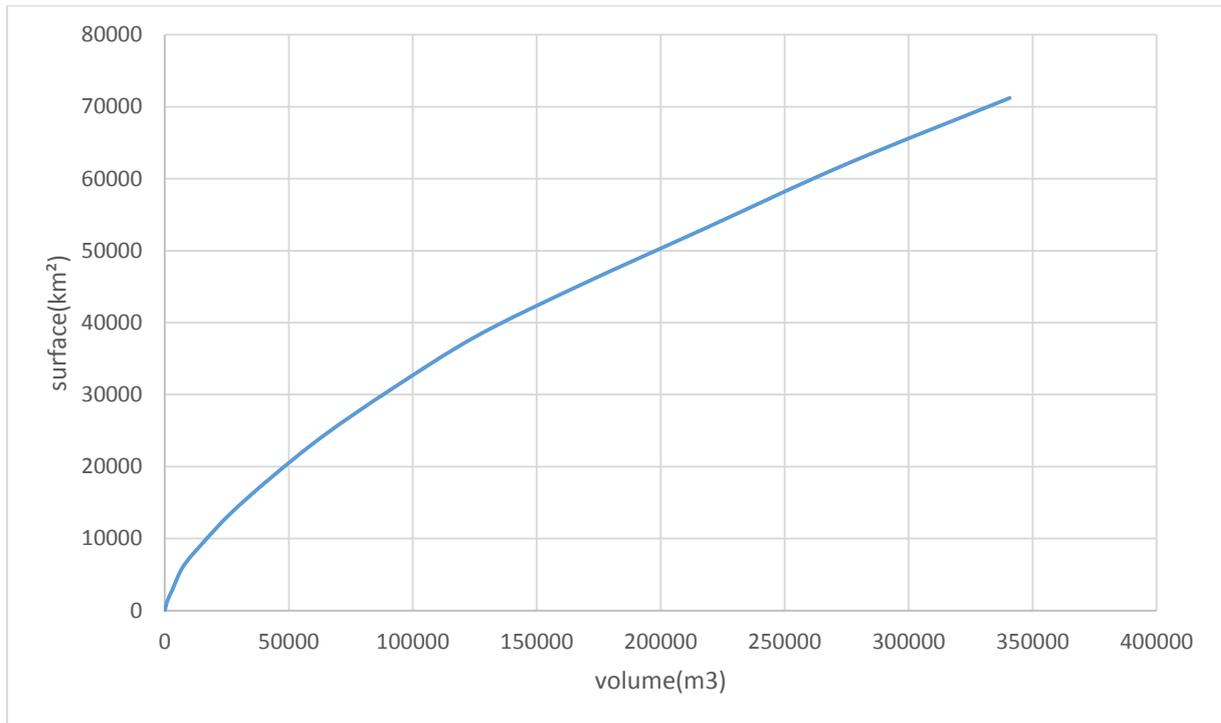


Figure I.14 : Courbe volumétrique $S=f(V)$.

Tableau n° I.40 : Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques

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

$\delta=1\%=0,01$.

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau n° I.41 : Volumes des pertes dans la retenue.

mois	Vmoy(m ³)	Smoy(m ²)	Ev(m)	Vevap(m ³)	Vinf(m ³)	Vpert(m ³)
sep	20850,66	11800	0,18	2124	2,09	2126,09
oct	26742,745	13750	0,1	1375	2,67	1377,67
nov	37243,34	16320	0,06	979,2	3,72	982,92
déc	50017,39	20640	0,04	825,6	5,00	830,60
janv	63376,825	24000	0,035	840	6,34	846,34
fev	74387,56	25860	0,055	1422,3	7,44	1429,74
mars	78792,52	27900	0,07	1953	7,88	1960,88
avril	76938,685	27740	0,11	3051,4	7,69	3059,09
mai	73117,745	26100	0,16	4176	7,31	4183,31
jui	62888,05	23970	0,24	5752,8	6,29	5759,09
juill	44486,385	19750	0,265	5233,75	4,45	5238,20
aout	26893,045	13810	0,245	3383,45	2,69	3386,14

Les résultats de la régularisation saisonnière avec pertes sont dans le tableau ci-après.

Tableau n° I.42 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pert

mois	A _{80%}	U _{80%}	π (m ³)	A _{80%} -(U _{80%} + π)	1 ère consigne			2 eme consigne		
					V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Septembre	10107,96	6180	2126,09	1801,88	20688,56	18886,68	0	17084,80	18886,68	1801,88
Octobre	10328,20	2472	1377,67	6478,53		20688,56			18886,68	
					27167,09	27167,09	0	15451,63	18886,68	3435,05
Novembre	13144,99	0	982,92	12162,06	39329,15	39329,15	0	21930,16	21930,16	0
Décembre	12403,12	0	830,60	11572,52						
Janvier	14315,75	0	846,34	13469,41	64371,08	64371,08	0	45664,74	45664,74	0
Février	10652,77	0	1429,74	9223,03						
Mars	12889,97	1133	1960,88	9796,09	83390,2	82039,29	1350,915	68357,19	68357,19	0
Avril	11580,11	4635	3059,09	3886,01						
Mai	11325,09	7210	4183,31	-68,22	81971,07	81971,07	0	82039,29	82039,29	0
Juin	3755,71	17270	5759,09	-19273,38						
Juillet	2156,06	21330	5238,20	-24412,14	38285,55	38285,55	0	62697,69	62697,69	0
Aout	3257,27	19270	3386,14	-19398,87						
total	115917	79500	31180,07	5236,93	18886,68	18886,68	0	18886,68	18886,68	5236,93
							5236,93	18886,68	18886,68	5236,93

D'après le tableau ci-avant on a les résultats suivants :

$$\text{Excédent : } S' = W_{80\%} - U_{80\%} - \pi = 115917 - 79500 - 31180.07 = 5236.93 \text{ m}^3 \quad S' = 5236.93 \text{ m}^3$$

$V_s = 68389,54 \text{ m}^3$ et $V_d = 63152,61 \text{ m}^3$; $V_s > V_d$ donc la retenue fonctionne à un temps.

$$\text{Alors : } V'_u = V_d = 63152,61 \text{ m}^3 \quad \mathbf{V'_u = 63152,61 \text{ m}^3}$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V'_{NNR} = V'_u + V_m = 63152,61 + 18886,68 = 82039,29 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V'_{NNR} = 82039,29 \text{ m}^3} \quad \mathbf{NNR = 968,65 \text{ m NGA.}}$$

C- Estimation de l'erreur

Les volumes des pertes sont considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante : $\varepsilon < 1\%$ à 2%

Si cette condition ($\varepsilon < 1\%$ à 2%) n'est pas vérifiée on doit faire des itérations.

$$\text{On a : } \varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V'_u} \cdot 100 \quad (I.63)$$

$$\mathbf{AN : } \varepsilon = \frac{63152,61 - 48700,97}{63152,61} \cdot 100 = 22,88 \text{ \%}$$

La condition n'est pas vérifiée donc on doit refaire le calcul par des approximations jusqu'à ce qu'on trouve $\varepsilon < 2\%$

Tableau n° I.43 : Volumes des pertes dans la retenue.

mois	Vmoy(m ³)	Smoy(m ²)	Ev(m)	Vevap(m ³)	Vinf(m ³)	Vpert(m ³)
sep	19787,62	10780	0,18	1940,4	1,98	1942,38
oct	23927,825	12650	0,1	1265	2,39	1267,39
nov	33248,12	15600	0,06	936	3,32	939,32
déc	45115,41	19820	0,04	792,8	4,51	797,31
janv	57636,375	23000	0,035	805	5,76	810,76
fev	68982,595	25620	0,055	1409,1	6,90	1416,00
mars	78492,155	27650	0,07	1935,5	7,85	1943,35
avril	84657,75	29620	0,11	3258,2	8,47	3266,67
mai	83948,185	29050	0,16	4648	8,39	4656,39
jui	72334,38	26100	0,24	6264	7,23	6271,23
juill	50491,62	20610	0,265	5461,65	5,05	5466,70
aout	28586,115	14095	0,245	3453,275	2,86	3456,13

Tableau n° I.44 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2^{ème} itération).

mois	A _{80%}	U _{80%}	π (m ³)	A _{80%} -(U _{80%} + π)	1 ère consigne			2 eme consigne		
					V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Septembre	10107,96	6180	1942,38	1985,58		18886,68			18886,68	
Octobre	10328,20	2472	1267,393	6588,81	20872,26	20872,26	0	16901,10	18886,68	1985,58
					27461,08	27461,08	0	16688,91	18886,68	2197,77
Novembre	13144,99	0	939,3248	12205,66						
					39666,74	39666,74	0	23277,72	23277,72	0
Décembre	12403,12	0	797,3115	11605,81						
					51272,55	51272,55	0	35483,38	35483,38	0
Janvier	14315,75	0	810,7636	13504,99						
					64777,53	64777,53	0	47089,19	47089,19	0
Février	10652,77	0	1415,998	9236,77						
					74014,31	74014,31	0	60594,18	60594,18	0
Mars	12889,97	1133	1943,349	9813,62						
					83827,93	83323,02	504,9117	69830,95	69830,95	0
Avril	11580,11	4635	3266,666	3678,44						
					87001,46	83323,02	3678,443	79644,57	79644,57	0
Mai	11325,09	7210	4656,395	-541,30						
					82781,71	82781,71	0	83323,02	83323,02	0
Juin	3755,71	17270	6271,233	-19785,52						
					62996,19	62996,19	0	82781,71	82781,71	0
Juillet	2156,06	21330	5466,699	-24640,64						
					38355,55	38355,55	0	62996,19	62996,19	0
Aout	3257,27	19270	3456,134	-19468,87						
					18886,68	18886,68	0	38355,55	38355,55	0
total	115917	79500	32233,65	4183,35						
							4183,354	18886,68	18886,68	4183,354

Du Tableau (n° I.14) on a :

$$V''_s = 68619,69 \text{ m}^3.$$

$$V''_d = 64436,34 \text{ m}^3.$$

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V''_s > V''_d \text{ d'où : } V''_u = V''_d \quad \text{Alors :}$$

$$V''_u = 64436,34 \text{ m}^3.$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m.$$

$$V_{\text{NNR}} = 83323,02 \text{ m}^3.$$

$$\text{NNR} = 968,75 \text{ m}$$

Estimation de l'erreur

Il faut vérifier la condition suivante $\varepsilon < 1\%$ à 2%

Avec :

$$\varepsilon = \frac{V''_u - V'_u}{V''_u} \cdot 100$$

AN : $\varepsilon = 1,99\%$ donc la condition est vérifiée.

$$\text{Donc on prend : } V_u = 64436,34 \text{ m}^3 \quad V_{\text{NNR}} = 83323,02 \text{ m}^3.$$

I.8 Laminage des crues

Le calcul du laminage des crues permet 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 peut être formulée comme suit :

$$Qdt = q \cdot dt + S \cdot dh$$

Q : Le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumulé à l' instant t est :

$$Q - q = S \cdot (dh/dt) \quad (I.64)$$

. (dh/dt) : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

Il existe plusieurs procédés de calcul comme ceux de Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step, Muskingum ainsi que d'autres méthodes, nous retenons la méthode de Muskingum.

I.8.1 Méthode de Muskingum

Elle se base sur l'équation de Saint-Venant qui est utilisable même pour un écoulement non permanent.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA(S_0 - S_f) + q \frac{Q}{A} \quad (I.64)$$

L'équation de continuité :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad \text{Ou} \quad I - O = \frac{dS}{dt} \quad (I.65)$$

Avec :

I : Le débit entrant.

O : Le débit sortant.

S : L'emmagasinement ou le stockage.

Si on cherche à déterminer le volume stocké entre deux temps t_1 et t_2 on a l'équation suivante :

$$\Delta S = S_1 - S_2 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) dt \quad (I.66)$$

En simplifiant cette équation on trouve :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \quad (I.67)$$

Dans cette équation on a deux inconnus. Donc pour la résoudre on a besoin d'une deuxième équation qu'on va déterminer de la courbe caractéristique :

$$\frac{dS}{\Delta t} + O = f(O) \quad (I.68)$$

- Application de la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir $b=4$ m.

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante : $Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}}$

Pour $b=4$ m

m : coefficient de débit $m=0,49$.

$$Q_{\text{lam}} = 8,68 * H^{3/2} \quad (I.69)$$

Q_{lam} : Débit laminée en (m^3/s)

g : accélération de pesanteur (m/s^2)

H :Lame d'eau déversée en (m)

Tableau n° I.45 : Données de base pour la méthode de Muskingum.

B(m)	m	g(m/s^2)	$Q_{max}(m^3/s)$	$C_{NNR}(m)$	$\Delta t(s)$
4	0.49	9.81	53,42	968,75	540

Tableau n° I.46 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage.

H(m)	NN(m)	S($10^6 m^2$)	S($10^6 m^3$)	O(m^3/s)	($2S/\Delta t + O$)
0	968,75	0,03	0,00	0,00	0,00
0,1	968,85	0,03	0,00	0,27	11,34
0,2	968,95	0,03	0,01	0,78	23,46
0,3	969,05	0,03	0,01	1,43	36,29
0,4	969,15	0,03	0,01	2,20	49,79
0,5	969,25	0,03	0,02	3,07	63,94
0,6	969,35	0,03	0,02	4,03	78,74
0,7	969,45	0,03	0,02	5,08	94,18
0,8	969,55	0,04	0,03	6,21	110,25
0,9	969,65	0,04	0,03	7,41	126,95
1	969,75	0,04	0,04	8,68	144,27
1,1	969,85	0,04	0,04	10,02	162,22
1,2	969,95	0,04	0,05	11,41	180,77
1,3	970,05	0,04	0,05	12,87	199,94
1,4	970,15	0,04	0,06	14,38	219,72
1,5	970,25	0,04	0,06	15,95	240,12
1,6	970,35	0,04	0,07	17,57	261,11
1,7	970,45	0,04	0,07	19,24	282,71
1,8	970,55	0,04	0,08	20,97	304,92
1,9	970,65	0,04	0,08	22,74	327,73
2	970,75	0,04	0,09	24,56	351,14
2,1	970,85	0,04	0,09	26,42	375,15
2,2	970,95	0,05	0,10	28,33	399,76
2,3	971,05	0,05	0,11	30,28	424,97
2,4	971,15	0,05	0,11	32,28	450,78
2,5	971,25	0,05	0,12	34,32	477,17
2,6	971,35	0,05	0,13	36,40	504,17
2,7	971,45	0,05	0,13	38,52	531,76
2,8	971,55	0,05	0,14	40,68	559,94
2,9	971,65	0,05	0,15	42,87	588,72
3	971,75	0,05	0,15	45,11	618,09
3,1	971,85	0,05	0,16	47,39	648,05
3,2	971,95	0,05	0,17	49,70	678,60
3,3	972,05	0,05	0,18	52,04	709,75
3,36	972,11	0,05	0,18	53,42	728,23

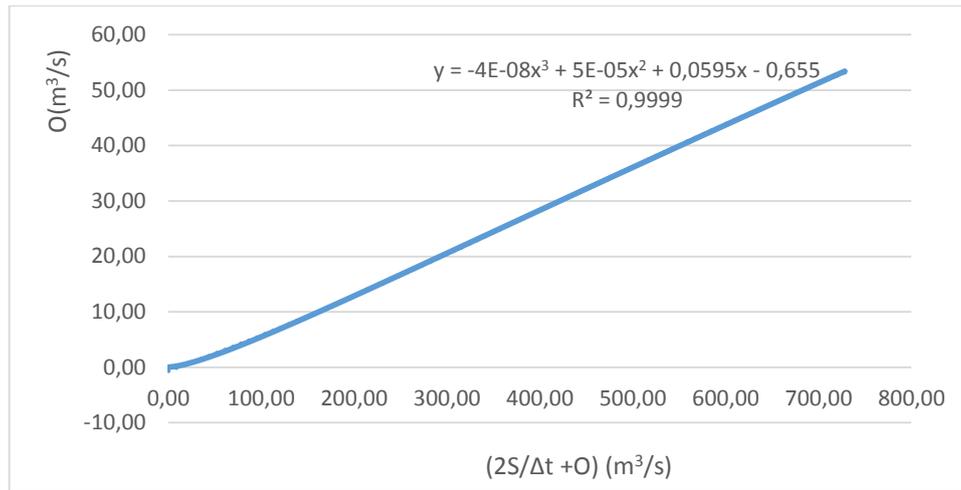


Figure I.15. Courbe caractéristique du barrage.

Utilisons la courbe caractéristique de barrage et l'équation suivante :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \quad \text{On détermine l'hydrogramme laminée (tableau 11)}$$

Tableau n° I.47 : Calcul de l'hydrogramme laminé .

temp(h)	debit I	I1+I2	(2S2/Δt + O2)	(2S1/Δt + O1)+O1-2*O1	O(m3/s)
0	0	0,26	0	0	0
0,15	0,26	1,32	0,26	0,23	0,02
0,3	1,06	3,44	1,55	1,35	0,10
0,45	2,38	6,62	4,79	4,18	0,30
0,6	4,24	10,86	10,80	9,43	0,69
0,75	6,62	16,16	20,29	17,70	1,29
0,9	9,54	22,52	33,86	29,52	2,17
1,05	12,98	29,94	52,04	45,33	3,35
1,2	16,96	38,42	75,27	65,50	4,89
1,35	21,46	47,95	103,92	90,31	6,80
1,5	26,49	58,55	138,26	119,97	9,15
1,65	32,06	70,21	178,52	154,61	11,96
1,8	38,15	82,92	224,82	194,29	15,26
1,95	44,77	98,19	277,21	238,98	19,11
2,13	53,42	103,89	337,17	289,87	23,65
2,25	50,47	97,4	393,76	337,63	28,07
2,4	46,93	90,49	435,03	372,30	31,37
2,55	43,56	83,92	462,79	395,54	33,62
2,7	40,36	77,68	479,46	409,47	35,00
2,85	37,32	71,76	487,15	415,89	35,63

Tableau n° I.47 : Calcul de l'hydrogramme laminé (Suite).

3	34,44	66,14	487,65	416,30	35,67
3,15	31,7	60,82	482,44	411,96	35,24
3,3	29,12	55,8	472,78	403,89	34,44
3,45	26,68	51,06	459,69	392,95	33,37
3,6	24,38	46,6	444,01	379,82	32,09
3,75	22,22	42,41	426,42	365,08	30,67
3,9	20,19	38,48	407,49	349,18	29,16
4,05	18,29	34,8	387,66	332,49	27,58
4,2	16,51	31,36	367,29	315,32	25,98
4,35	14,85	28,15	346,68	297,92	24,38
4,5	13,3	25,17	326,07	280,47	22,80
4,65	11,87	22,41	305,64	263,15	21,25
4,8	10,54	19,86	285,56	246,09	19,74
4,95	9,32	17,51	265,95	229,39	18,28
5,1	8,19	15,35	246,90	213,16	16,87
5,25	7,16	13,38	228,51	197,45	15,53
5,4	6,22	11,58	210,83	182,31	14,26
5,55	5,36	9,95	193,89	167,81	13,04
5,7	4,59	8,49	177,76	153,95	11,90
5,85	3,9	7,18	162,44	140,79	10,83
6	3,28	6,01	147,97	128,33	9,82
6,15	2,73	4,97	134,34	116,58	8,88
6,3	2,24	4,06	121,55	105,55	8,00
6,45	1,82	3,27	109,61	95,23	7,19
6,6	1,45	2,59	98,50	85,62	6,44
6,75	1,14	2,01	88,21	76,72	5,75
6,9	0,87	1,52	78,73	68,50	5,12
7,05	0,65	1,12	70,02	60,94	4,54
7,2	0,47	0,8	62,06	54,04	4,01
7,35	0,33	0,55	54,84	47,76	3,54
7,5	0,22	0,35	48,31	42,09	3,11
7,65	0,13	0,21	42,44	36,99	2,73
7,8	0,08	0,12	37,20	32,43	2,39
7,95	0,04	0,06	32,55	28,38	2,08
8,1	0,02	0,02	28,44	24,80	1,82
8,25	0	0	24,82	21,65	1,59
8,4	0	0	21,65	18,88	1,38
8,56	0	0	18,88	16,48	1,20

Le calcul de l'hydrogramme laminé pour les différentes largeurs B est données le tableau n° I.48 (ANNEXE A).

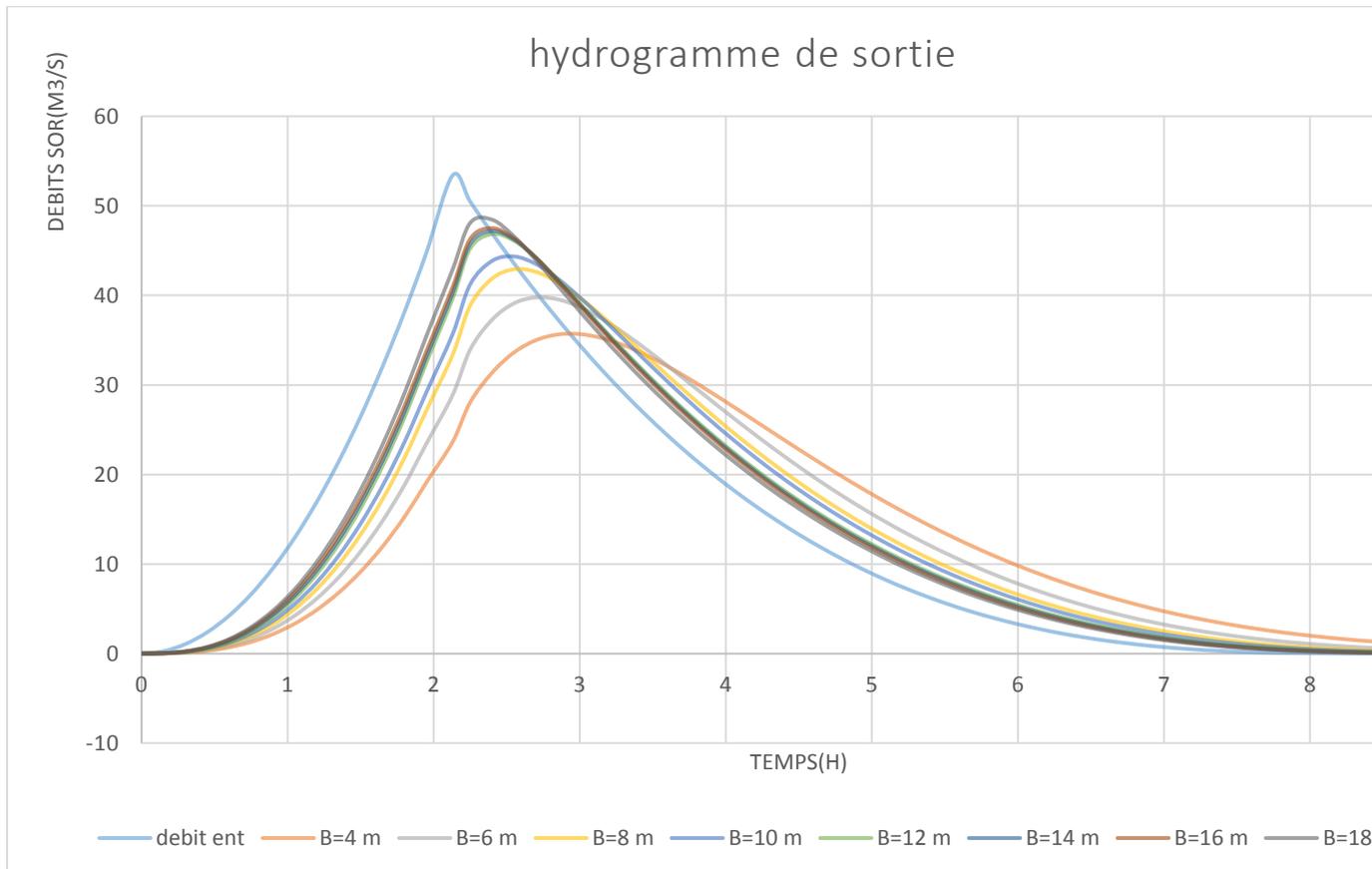


Figure I.16. Hydrogrammes de sorties.

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé comme le débit évacuer, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau n° I.49 : Récapitulations des résultats de la méthode de Muskingum.

b(m)	Hd(m)	NNR(m)	NPHE(m)	Q lam(m3/s)	V(NPHE) (m3)	V NNR(m3)	Vforcé(m3)
4	2,56	968,75	971,31	35,63	181531,04	83323,02	98208,02
6	2,10	968,75	970,85	39,77	160455,21	83323,02	77132,19
8	1,83	968,75	970,58	42,92	148480,24	83323,02	65157,22
10	1,61	968,75	970,36	44,35	139449,65	83323,02	56126,63
12	1,48	968,75	970,23	46,85	134180,35	83323,02	50857,33
14	1,34	968,75	970,09	47,18	128763,10	83323,02	45440,08
16	1,23	968,75	969,98	47,51	124604,11	83323,02	41281,09
18	1,15	968,75	969,90	48,45	121668,66	83323,02	38345,64

I.9 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 déversant correspondantes aux différentes hauteurs de la digue

I.9.1 Calcul du coût approximatif de la digue

On calcul en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversant afin de déterminer son coût.

Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i Q_{\%} \quad (I.70)$$

$$\text{Avec : } V_i = \frac{W_i + W_{i+1}}{2} \cdot L \quad (I.71)$$

V_i : le volume du barrage à la côte i.

W_i : Section transversale correspondante à la coupe i.

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

On a:

$$V_i = \frac{b_{cr} + B_i}{2} \cdot H_i \quad (I.72)$$

$$B_i : \text{Largeur de base donnée par : } B_i = (m_1 + m_2) H_i + b_{cr}. \quad (I.73)$$

m_1, m_2 : Fruits des talus.

b_{cr} : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i :

$$H_b : \text{Hauteur du barrage avec : } H = NNR + R + h_{dév} + t. \quad (I.74)$$

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

I.9.1.1 Revanche

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, 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 la relation suivante :

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \quad (I.75)$$

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

A- Formule de Stevenson

$$H = 0.75 + 0.34F^{0.5} - 0.26F^{0.25} \quad (I.76)$$

F : le Fetch $F = 0.4 \text{ Km}$.

B- Formule de Molitor :

$$H = 0.75 + 0.032(U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \quad (I.77)$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; $U = 7.46 \text{ m/s} = 26.875 \text{ km/h}$

C- Formule de Mallet-paquant

$$H = 0.5 + 0.33(F)^{0.5} \quad (I.78)$$

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

$$V = 1.5 + 2H \quad (I.79)$$

H : hauteur des vagues (m).

Les résultats de calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau n° I.50 : Calcul de la revanche.

Formule	H(m)	V (m/s)	R(m)
Stevenson	0.76	3.02	1.23
Molitor	0.64	2.78	1.03
Mallet-paquant	0.71	2.92	1.15

$R = 1,5 \text{ m}$ est la valeur qui est considéré dans le dimensionnement du barrage.

I.9.1.2 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 ultérieurs. 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 :

$$\checkmark \text{ Formule T.KNAPPEN} \quad b=1.65H_b^{0.5} = 12.31 \text{ m} \quad (I.80)$$

$$\checkmark \text{ Formule E.F.PREECE} \quad b=1.1H_b^{0.5}+1 = 9.2 \text{ m} \quad (I.81)$$

$$\checkmark \text{ Formule SIMPLIFIEE} \quad b=3.6.H_b^{1/3}-3 = 11 \text{ m} \quad (I.82)$$

Avec : H_b : Hauteur du barrage (m).

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t \quad (I.83)$$

On admet une valeur de $t = 0,2\text{m}$ pour le tassement du petit barrage.

Le tableau suivant nous donne les résultats :

Tableau n° I.51 : Hauteurs du barrage pour différentes charges déversées.

B (m)	H_d (m)	Q_{lam} (m^3/s)	H_b (m)	b_{cr} (Knappen)	b_{cr} (Preece)	b_{cr} (simplifiée)	b_{cr} (moyenne)
4	2,56	35,63	13,01	5,95	4,97	5,47	5,46
6	2,10	39,77	12,55	5,85	4,90	5,37	5,37
8	1,83	42,92	12,28	5,78	4,85	5,31	5,31
10	1,61	44,35	12,06	5,73	4,82	5,26	5,27
12	1,48	46,85	11,93	5,70	4,80	5,23	5,24
14	1,34	47,18	11,79	5,67	4,78	5,19	5,21
16	1,23	47,51	11,68	5,64	4,76	5,17	5,19
18	1,15	48,45	11,60	5,62	4,75	5,15	5,17

On opte pour une largeur en crête : $b_{\text{cr}} = 6 \text{ m}$

I.9.1.3 Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversant

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage représenté, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversant, en utilisant les formules citées précédemment.

Tableau n° I.52 : Exemple de calcul du volume de la digue pour (b=6 m).

Digue N°2 (b=6 m et hd=						
coupe	Hi(m)	Bi(m)	Wi(m ²)	Wi+1(m ²)	Li	Vi
1	0	6	0	73,40625	17,636	647,296313
2	4,35	27,75	73,40625	261,625	9,276	1553,87494
3	9,1	51,5	261,625	469,05625	7,134	2606,34002
4	12,55	68,75	469,05625	311,90689	14,727	5750,62208
5	10,034	56,17	311,90689	239,94225	14,047	3875,91243
6	8,67	49,35	239,94225	165,73225	12,346	2504,22869
7	7,03	41,15	165,73225	39,12489	13,607	1393,74555
8	2,934	20,67	39,12489	0	10	195,62445
9	0	6	0		98,773	18527,6445

Le prix de mètre cube de corps de barrage est estimé à 646 DA

Tableau n° I.53 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs.

largeur (m)	volume	cout
4	20462,25	13218614
6	18527,64	11968858
8	17456,50	11276902
10	16617,80	10735102
12	16118,94	10412833
14	15619,02	10089884
16	15235,21	9841945
18	14959,53	9663855

I.9.2 Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues :

On va tenir compte des coûts du seuil déversant et du canal d'approche, vu que le chenal et le bassin de dissipation gardent leur profile pour les différentes largeurs du déversoir.

I.9.2.1 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 :

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{K} \left(\frac{X}{H} \right)^n \quad (I.84)$$

Avec :

$$K=2,127 \text{ et } n=1,85$$

$$\text{Donc : } Y = 0.47 \frac{X^{1.85}}{H^{0.85}} \quad (I.85)$$

Avec : H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m) et X : Abscisse du profil (m).

On trace cette courbe en donnant à chaque fois une valeur à « X » pour déterminer Y correspondant.

La charge « H » est définie pour chaque largeur du déversoir.

$$\text{Le volume du déversoir sera donc : } V_{dev} = S b . \quad (I.86)$$

Avec :

S : Section transversale du profil ; b : Largeur déversant.

Remarque :

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 39000(DA). (Source : ANBT)

Tableau n° I.54 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs

Profil N°	b (m)	hdév (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coûts M DA
1	4	2,56	3,87	15,49	604093
2	6	2,1	4,58	27,49	1072292
3	8	1,83	5,15	41,21	1607143
4	10	1,61	5,74	57,44	2239990
5	12	1,48	6,17	74,04	2887399
6	14	1,34	6,71	93,99	3665532
7	16	1,23	7,22	115,53	4505559
8	18	1,15	7,65	137,61	5366948

I.9.2.2 Coût du coursier

En général, le coursier commence par un convergent amenant à la section de contrôle (section où atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente.

$$\text{La section du coursier est donnée par : } S_c = (B+2H_{ev}).e \text{ (m}^2\text{)} \quad (I.87)$$

Avec :

$$\mathbf{B} : \text{Largeur du coursier, elle est donnée par : } B = (Q_{lam})^{0.4} \quad (I.88)$$

Q_{lam} : Débit déversant.

$$\mathbf{H}_{ev} : \text{hauteur de l'évacuateur, } \mathbf{H}_{ev} = \mathbf{H} + \mathbf{R} \quad (I.89)$$

Avec H : Lame déversant.

R : Revanche.

e : Epaisseur de l'évacuateur. L'épaisseur « e » est prise égale à (0,5m).

Donc :

Le Volume du coursier est donné par :

$$V_c = S_c \times L \text{ (m}^3\text{)} \quad (I.90)$$

L : La Longueur de coursier, d'après la topographique L =46m.

Tableau n° I.55 : Résultats de calculs du coût du coursier.

Largueur déversant b(m)	Débit déversant (m3/s)	La charge déversant (m)	Largueur du coursier(m)	H _{cr} (m)	S _{mur} (m ²)	S _{radier} (m ²)	S _{tot}	Volume de béton (m ³)	Coût (DA)
4	35,63	2,56	4,18	3,26	1,88	2,09	3,97	182,52	7118365
6	39,77	2,1	4,36	2,8	1,65	2,18	3,83	176,26	6874056
8	42,92	1,83	4,50	2,53	1,52	2,25	3,76	173,15	6752970
10	44,35	1,61	4,56	2,31	1,41	2,28	3,68	169,46	6608900
12	46,85	1,48	4,66	2,18	1,34	2,33	3,67	168,80	6583039
14	47,18	1,34	4,67	2,04	1,27	2,34	3,61	165,88	6469206
16	47,51	1,23	4,68	1,93	1,22	2,34	3,56	163,64	6382090
18	48,45	1,15	4,72	1,85	1,18	2,36	3,54	162,66	6343586

Tableau n° I.56 : Récapitulations des prix totaux.

N°	B(m)	Hd(m)	cout de la digue(DA)	cout évacuateur(DA)	cout totale(DA)
1	4	2,56	13218614	7722458	20941072
2	6	2,1	11968858	7946348	19915206
3	8	1,83	11276902	8360113	19637015
4	10	1,61	10735102	8848890	19583992
5	12	1,48	10412833	9470438	19883271
6	14	1,34	10089884	10134738	20224622
7	16	1,23	9841945	10887649	20729594
8	18	1,15	9663855	11710534	21374389

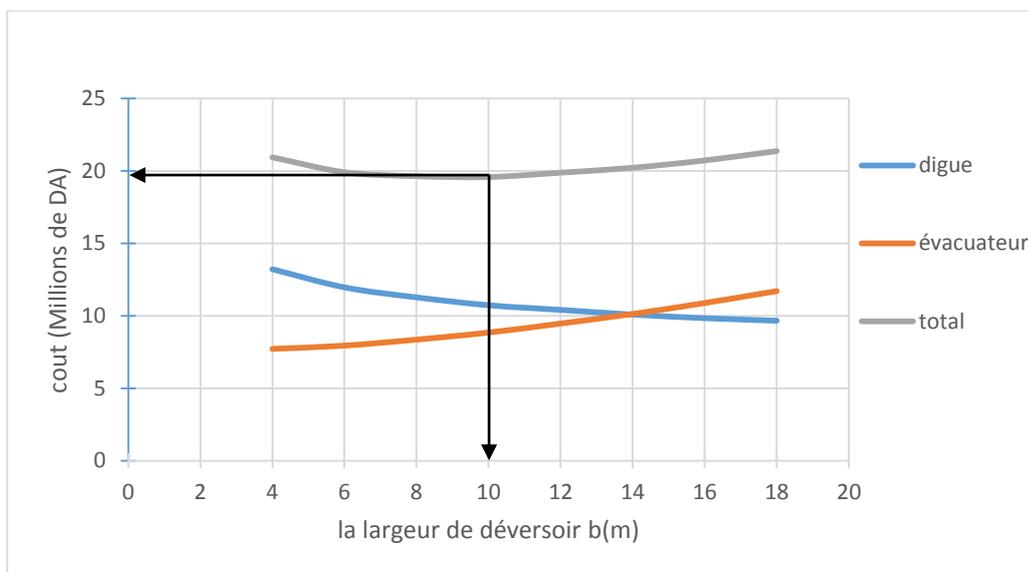


Figure I.17. Courbe d'optimisations des coûts en fonction de la largeur b du déversoir

La courbe superposée des coûts totaux (Figure I.21) donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « $b = 10 \text{ m}$ » et une cote en crête optimale de la digue égale à 972,06 m NGA.

On récapitule les résultats de l'étude de la régularisation et du laminage des crues dans le tableau ci-dessous

Tableau n° I.57 : Résultats de l'étude de la régularisation et du laminage des crues

Dénomination	Unités	Valeur
Volume mort	Mm3	18886,68
Volume utile	Mm3	64436,34
Volume au NNR	Mm3	83323,02
Côte du fond	m.NGA	102
Côte NVM	m.NGA	107,8
Côte NNR	m.NGA	968,75
Côte NPHE	m.NGA	970,36
Côte en crête	m.NGA	972,06
Larguer en crête	m	6
Longueur en crête	m	94,36

Conclusion

L'étude hydrologique vise généralement la détermination de certaines caractéristiques du bassin versant ainsi que les caractéristiques hydro pluviométriques nécessaires à l'étude de dimensionnement hydrotechnique du barrage.

Le site présent a une capacité de 83323,02 m³ au niveau NNR, pour un volume de terre mis en place de 16617,80 m³. Ce qui donne un coefficient de rentabilité relativement bon de l'ordre de **5,01**.

Cependant la digue sera construite avec les matériaux locaux intégralement extraits de la cuvette. La capacité de celle-ci sera augmentée d'un volume de l'ordre de 22000 m³ qui correspond au volume de matériaux avant compactage.

Ceci porte la capacité finale de la digue à 105323,02 m³ et le coefficient d'efficacité à **6,34**, ce qui le rend encore plus intéressant.

CHAPITRE II :
ETUDE DES VARIANTES

Introduction

La digue en terre et la digue à enrochement sont les deux types de variantes les plus largement employées dans la construction des petits barrages.

Afin de dégager la variante la plus appropriée, on se base sur la comparaison économique des variantes proposées susceptibles d'être projetées sur le site.

II.1 Généralités

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de construction de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs restent contenu dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme terre couvre toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que les latérites, des schistes et grès tendres.

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'utilisation des digues en terre (ou en remblais) présente certaines avantages et inconvénients :

A - Avantages des digues en terre

- Utilisation du sol comme matériau local pour la construction de la digue.
- Possibilité d'utiliser n'importe quel sol.
- Possibilité de construire ces digues pratiquement dans toutes les régions géographiques.
- Possibilité de construire la digue avec n'importe quelle hauteur.
- Tous les procédés de construction sont mécanisés.

B - Inconvénients des digues en terre

- Présence de l'écoulement souterrain dans le corps de la digue, qui crée les conditions de déformation du corps de la digue.
- Grandes pertes d'eau en cas d'utilisation des sols perméables

II.2 Choix du site du barrage

L'axe du barrage est choisi sur la base de certaines conditions dictées par les critères économiques, sécuritaires 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 :

- La projection de l'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau.
- La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement.
- L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible.

II.3 Choix du type de barrage

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

- La topographie du site

L'analyse du site, du point de vue topographique 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 ces ouvrages annexes.

- La morphologie de la vallée

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et du type du 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 le mieux à un barrage poids, mais un site encore plus étroit conviendrait à une voûte lorsque les fondations le 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 (Risques 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 ainsi, que du type de barrage.

Le site doit être choisi dans la mesure des exigences citées, mais aussi proche que possible des zones d'emprunts. En se basant sur ces exigences, on peut déterminer la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter.

II.4 Variantes à choisir

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux, ce qui nous donne le choix de trois variantes :

II.4.1 Barrage zoné a noyau d'argile

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réaliser en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci. Le noyau interne a le grand avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite.

II.4.2 Barrage en terre homogène

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus facile à réaliser, mais il faut prévoir un drainage efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont, Pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable.

Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration, le drain est constitué de matériaux grossiers.

II.4.3 Barrage en enrochement avec masque en béton

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenable, difficulté de mise en œuvre,....Le masque en béton est une paroi étanche plaqué sur le talus amont du barrage.

Le masque en béton présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique, abrasivité...etc.

II.5 Définition du profil général du barrage

II.5.1 Hauteur de barrage

II.5.1.1 Calcul de la revanche

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle résulte de la hauteur des vagues H et de la vitesse du vent U et la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue. Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \quad (II.1)$$

La hauteur des vagues H est estimé a l'aide des formules suivantes :

A- Formule de Stevenson

$$H = 0.75 + 0.34F^{0.5} - 0.26F^{0.25} \quad (II.2)$$

F : le Fetch F = 0.4 Km.

B- Formule de Molitor

$$H = 0,75+0,032(U.F)^{0,5}-0,27 F^{0,25} \quad (II.3)$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 7,46 m/s = 26,875 km/h

C- Formule de Mallet-paquant

$$H = 0,5 + 0,33(F) * 0,5 \quad (II.4)$$

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

$$V = 1.5 + 2H \quad (II.5)$$

H : hauteur des vagues (m).

Les résultats de calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau n° II.1 : Calcul de la revanche

Formule	H(m)	V (m/s)	R(m)
Stevenson	0.76	3.02	1.23
Molitor	0.64	2.78	1.03
Mallet-paquant	0.71	2.92	1.15

R= 1,5 m est la valeur qui est considéré dans le dimensionnement du barrage.

Donc :

$$H_b = C_{NNR} - C_f + h_{dév} + R + t \quad (II.6)$$

$$H_b = 968,75 - 960 + 1,61 + 1,5 + 0,2 = 12,06 \text{ m.}$$

On admet une valeur de t = 0.2mètre pour le tassement des petits barrages.

II.5.2 Largeur en crête

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

$$\text{Formule T.KNAPPEN} \quad b = 1,65.H_b^{0.5} = 5,73 \text{ m} \quad (II.7)$$

$$\text{Formule E.F.PREECE} \quad b = 1,1.H_b^{0.5} + 1 = 4,82 \text{ m} \quad (II.8)$$

$$\text{Formule SIMPLIFIEE} \quad b = 3,6.H_b^{1/3} - 3 = 5,26 \text{ m} \quad (II.9)$$

Avec : H_b : Hauteur du barrage (m).

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t$$

On admet une valeur de t = 0,2m pour le tassement du petit barrage.

Le tableau suivant nous donne les résultats :

Tableau n° II.2 : Hauteurs du barrage pour différentes charges déversées.

Formules	b _{cr} (m)
KNAPPEN	5.73
PREECE	4.82
SIMPLIFIEE	5.26

On opte pour une largeur en crête : b_{cr} = 6 m.

II.5.3 Longueur en crête

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

$$L = 94,36 \text{ m.}$$

II.5.4 Pentes des talus

- Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations, comme c'est montré le tableau ci-après :

Tableau n° II.3 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H < 5	- Homogène	2,5	2,0
	- A zones	2,0	2,0
5 < H < 10	- Homogène granulométrie étendue	2,0	2,0
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2,0	2,5
10 < H < 20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0
H ≥ 20	- Homogène granulométrie étendue	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0

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

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

Ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

II.5.5 Bermes

Pour une digue qui dépasse les 15m de hauteur, on est contraint de prévoir des bermes, qui auront un rôle dans la réalisation et la répartition des talus. En outre elles assurent une stabilité à la digue et réduisent la vitesse des eaux qui glissent sur la surface du talus aval, contribuant ainsi à éviter l'érosion. Elles servent d'appui aux revêtements des talus « amont et aval » et à l'accès pour la réparation des talus, Etant donné que notre digue n'atteint pas 15 m, il ne sera pas prévu de bermes dans notre cas.

II.5.6 Revêtement de la crête et des talus de la digue

II.5.6.1 Crête

Pour assurer une bonne stabilité, conserver contre la dégradation et permettre la bonne circulation des engins on doit réaliser un bon revêtement de la crête ; en utilisant une couche de produits asphaltiques épaisse de 30 cm sous jacée de deux couches épaisses de 20 cm chacune la première en gravier et la seconde en sable.

II.5.6.2 Talus

A- le talus aval

Sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé au fur et à mesure des travaux de terrassement.

On fait un enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3m).

B- Talus amont

Le talus en amont sera protégé contre l'érosion causée par l'action des vagues en plaçant une couche de rip-rap à une épaisseur « e » donnée par les méthodes ci-après. Afin d'être conforme au critère de filtre, une couche de transition épaisse de 400 mm composée de 200 mm de gravier et 200 mm de sable respectivement doit être placée entre le rip-rap et le remblai tout-venant sous-jacent. Le matériau du rip-rap proviendra des excavations. Il sera, éventuellement, supplémenté par des matériaux venant de la carrière.

Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement :

1 – Méthode T.V.A (Tennesse- Valley- Authority)

Cette méthode déterminée par la formule suivante :

$$e = C \cdot V^2 \quad (II. 10)$$

D'où

e : Epaisseur de l'enrochement en [m] ;

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s], déterminée par GAILLARD ; sachant que $V = 3.02$ m/s.

C : Coefficient dont la valeur dépend de la pente du talus et du poids spécifique δ du matériau d'enrochement.

Tableau n° II.4 : Valeur de C

Fruits des talus	Valeur de C en fonction du poids spécifique		
	$\gamma_p = 2.5$	$\gamma_p = 2.65$	$\gamma_p = 2.80$
12 :1	0,027	0,022	0,020
4 :1	0,027	0,024	0,022
3 :1	0,028	0,025	0,023
2 :1	0,031	0,028	0,026

D'après le tableau C=0,025 ; donc nous obtenons une épaisseur d'encrochement e=0.23 m
Mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale a 0,3 m.

Quant aux dimensions des éléments elles seront telles que 50 % de l'encrochement soit constitué de blocs d'un poids égale ou supérieur au poids calculé suivant la formule :

$$W_{50} = 0,52 * \gamma_p * e^3 \quad (II.11)$$

AN : $W_{50} = 37.21 \text{ kg}$

2 - Méthode de (U.S.ARMY)

Les ingénieurs de l'U.S.Army utilisent de préférence, le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'encrochement, ainsi que, les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau n° II.5 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur min de la couche d'encrochement (m)	D min (m)
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,40	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,30
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,40
1,8 ÷ 2,4	0,70	0,45
2,4 ÷ 3,0	0,80	0,55

Pour notre cas, $0.6 < H < 1.2 \text{ m}$ e = 0,45 m.

D = 0,30 m

Nous prenons une épaisseur égale à 0,45 m.

e = 0,45m.

Conclusion

En analysant les résultats obtenus, on opte ensuite pour le dimensionnement de la digue homogène pour une épaisseur de couche e = 40 cm et un diamètre moyen de 30 cm. Donc, une protection du talus amont d'une épaisseur de 40cm d'encrochement.

II.5.7 Etanchéité du barrage

II.5.7.1 Noyau

Le noyau en matériaux argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue limitant ainsi sensiblement le débit de fuite.

Le noyau doit être monté au-dessus du niveau des plus hautes eaux (plus de 0.5 m).

a) Dimensionnement du noyau

- La hauteur :

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \quad (II.12)$$

Avec : H_b : hauteur du barrage (m).

H_n : hauteur du noyau (m).

$$AN : H_n = 12,06 - 1 = 11,06 \text{ m}$$

La largeur en crête du noyau :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$L_{c,n} = \frac{1}{6} \cdot H_b \quad (II.13)$$

$$\text{Donc on aura : } L_{c,n} = \frac{1}{6} \cdot 12,06 = 2,01 \text{ m} \quad \text{On adopte pour } L_{c,n} = 3 \text{ m}$$

- Les fruits des talus du noyau :

Ils doivent être d'une telle sorte à vérifier la condition suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{b_{\text{moy}}} \leq I_{\text{adm}}$$

Avec : I_{adm} : gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau.

b_{moy} : largeur moyenne du noyau, donnée par la formule (II.11).

ΔH : la charge d'eau, donnée par la formule (II.12).

$$b_{\text{moy}} = \frac{L_{c,n} + L_b}{2} \quad (II.14)$$

Avec : $L_{c,n}$: largeur en crête du noyau.

L_b : largeur en base du noyau.

$$\Delta H = H_1 - H_2 \quad (II.15)$$

Avec : H_1 : Hauteur d'eau à l'amont correspond au NPHE, ($H_1=10.36 \text{ m}$)

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval ($H_2=0\text{m}$).

Pour notre cas : $I_{adm}=1,95$

$$\text{On aura : } \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \Leftrightarrow \frac{10,36}{b_{moy}} \leq 1,95 \Rightarrow b_{moy} \geq \frac{10,36}{1,95} = 5,31$$

$$b_{moy}=6 \text{ m}$$

À partir de la formule (II.11) on aura :

$$L_b = 2 * b_{moy} - L_{c,n} \quad (II.16)$$

$$\text{AN : } L_b = 2 * 6 - 3 = 10 \text{ m}$$

$$L_b=10 \text{ m}$$

De la formule ci-après on détermine les fruits de talus :

$$L_b = 2 * m * H_n + L_{c,n} \quad (II.17)$$

$$\text{On aura : } m = \frac{L_b - L_{c,n}}{2 * H_n} = \frac{10 - 3}{2 * 11,06} = 0,32$$

$$m=0.32$$

La cote en crête du noyau :

$$\text{NCN} = C_{fond} + H_n = 960 + 11,06 = 971,06 \text{ m NGA}$$

II.5.8 Drains et Filtres

II.5.8.1 Drains

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie avale du massif et au contact de celui-ci avec la fondation un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est le long du barrage et son rôle est de cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

- Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme)

Hauteur :

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \quad (II.18)$$

Avec : H_b : hauteur du barrage (12,06m).

$$\text{On prend } H_p = 0,175 H_b$$

$$H_p = 2,1 \text{ m}$$

Largeur en crête :

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \quad (II.19)$$

$$\text{On prend : } b_p = \frac{1}{3} H_p \quad \text{ce qui donne : } b_p = 0,7 \text{ m}$$

Fruits de talus :

$$m_1 = (1 \div 1,75) \quad (II.20)$$

$$m_2 = (1,5 \div 2,5) \quad (II.21)$$

Donc on prend : $m_1=1,5$; $m_2=1,5$

- Dimensionnement du drain tapis

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre, on dispose habituellement dans la partie aval 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. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

La longueur du drain tapis est de :

$$L_d = \frac{L_b}{4} \quad (II.22)$$

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b= 66,05\text{m}$].

$$L_d = \frac{66,05}{4} = 16,51\text{m} \quad L_d=16,50\text{ m}$$

- Dimensionnement du drain incliné de 60° par rapport à l'horizontale amont

Le drain cheminé est incliné à 60° environ par rapport à l'horizontale pour raccourcir la longueur totale des drains.

Le drain incliné constitue une solution pour la variante II (Barrage en terre homogène).

L'épaisseur minimale du drain est de 0,5m

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant, pour drainer les fondations, en assurant le lien entre le drain incliné et le drain tapis filtrant.

Le niveau du drain incliné est arasé au niveau des plus hautes eaux à raison d'arriver aux points de plus hautes saturations de remblai.

$N_{dr}=N_{PHE}= 970,36\text{ m NGA}$

II.5.8.2 Filtre

Un filtre est destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans un massif.

Les filtres sont constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométrie de plus en plus fine assurant la transition entre le drain et les éléments fins des terres drainées.

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établies par BERTRAM (Université de Harvard), basé sur les conditions de TERZAGHI, perfectionnés en suite par les travaux du corps d'ingénieurs de l'année et le bureau de réclamation des Etats-Unis et enfin par les travaux de SHERARD(1984).

Critères de conception :

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{85}^{sol}} \leq 4 \div 5 \quad \text{Condition de l'entraînement de particules fines par le phénomène de}$$

renard.

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{15}^{sol}} > 4 \div 5 \quad \text{Condition de perméabilité.}$$

$$\frac{D_{50}^{filtre}}{d_{50}^{sol}} < 25 \quad \text{Parallélisme des courbes granulométriques.}$$

$$\frac{D_{60}^{filtre}}{d_{10}^{filtre}} \leq 20 \quad \text{Coefficient d'uniformité du filtre.}$$

La perméabilité du matériau de filtre peut raisonnablement être estimée par l'expression :

$$K = 0,35 (D_{15})^2 \quad (II.23)$$

Où : D_{15} , en mm

K obtenue en cm/s.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

Couches horizontales de sables ----- 0,15 m

Couches horizontales de graviers ----- 0,30 m

Couches verticales ou inclinées ----- 1,00 m

II.5.9 Clé d'ancrage

Une clé d'encrage est prévue dans la continuité de la digue afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméables.

La clé d'encrage est constituée du matériau identique à celui du noyau. Sa profondeur à partir du terrain naturel est de 3 m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0,3m. Le fruit des talus de la clé d'encrage est : $m=1,0$.

II.6 Etude comparative

Une étude de comparaison approximation des différents volumes de chacun des types de barrage choisis paraît nécessaire pour faire le choix du type de retenue en fonction du coût et la disponibilité des matériaux de construction.

II.6.1 Calcul du volume des différents matériaux

Pour calculer le volume du corps des digues, on se dispose du profil longitudinal de l'axe du barrage.

Le volume du corps du barrage est donné par la formule suivante :

$$V_b = \sum V_i \quad (II.24)$$

$$\text{Tel que : } V_i = \frac{[W_i + W_{i+1}]}{2} \cdot L_i \quad (II.25)$$

V_i : volume du barrage dans la coupe i ;

W_i : section transversale du barrage dans la coupe i ;

L_i : distance entre deux coupes voisines ;

$$W_i = \frac{[b_{cr} + B_{pi}]}{2} \cdot H_{bi} \quad (II.26)$$

b_{cr} : Largueur en crête de petit barrage.

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) \cdot H_{bi} \quad (II.27)$$

II.6.2 Barrage homogène en argile avec drain incliné

C'est une variante très économique et très étanche mais seulement, il faudrait disposer de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante de l'ordre de 1,5 à 2 fois le volume du remblai.

II.6.2.1 Recharges (argile)

Le tableau ci-après nous donne le volume des recharges nécessaires pour la construction de la digue homogène en argile.

Tableau n° II.6 : Volumes des recharges (argile).

Coupe N°	Si (m2)	Smoy (m2)	Li (m)	Volume (m3)
1	0	18,72	14,97	280,24
2	37,43	108,55	9,28	1006,86
3	179,66	247,64	7,13	1766,63
4	315,61	268,26	14,73	3950,59
5	220,9	191,53	14,05	2690,35
6	162,15	132,99	12,35	1641,83
7	103,82	60,35	13,61	821,18
8	16,88	8,44	8,25	69,63
9	0			
Volume Total				12227,32

II.6.2.2 filtres et drains

Les tableaux suivants récapitulent les volumes des graviers et des sables utilisés pour les filtres et les drains

Tableau n° II.7 : Volume des graviers.

Coupe N°	Si (m2)	Smoy (m2)	Li (m)	Volume (m3)
1	0	4,60	14,97	68,85
2	9,20	17,29	9,28	160,35
3	25,38	47,30	7,13	337,42
4	69,22	48,89	14,73	719,97
5	28,56	26,24	14,05	368,54
6	23,91	21,12	12,35	260,74
7	18,33	11,35	13,61	154,43
8	4,37	2,19	8,25	18,04
9	0			
Volume Total				2088,34

Tableau n° II.8 : Volume des sables.

Coupe N°	Si (m2)	Smoy (m2)	Li (m)	Volume (m3)
1	0	2,71	14,97	40,65
2	5,43	9,38	9,28	86,98
3	13,33	19,19	7,13	136,93
4	25,06	19,97	14,73	294,09
5	14,88	13,74	14,05	193,07
6	12,61	11,25	12,35	138,86
7	9,88	6,48	13,61	88,17
8	3,07	1,54	8,25	12,68
9	0			
Volume Total				991,43

II.6.2.3 Protection rip-rap

Le tableau suivant résume le volume du rip-rap utilisé pour la protection des talus.

Tableau n° II.9 : Volume du rip-rap.

Coupe N°	Si (m2)	Smoy (m2)	Li (m)	Volume (m3)
1	0	4,17	14,97	62,49
2	8,35	13,48	9,28	125,05
3	18,62	22,35	7,13	159,42
4	26,08	23,36	14,73	343,96
5	20,64	19,16	14,05	269,16
6	17,69	15,91	12,35	196,47
7	14,14	9,71	13,61	132,16
8	5,28	2,64	8,25	21,80
9	0			
Volume Total				1310,49

II.6.3 Barrage a zones

Nous adoptons cette variante lorsque la quantité des matériaux de construction pour une digue homogène est insuffisante. Ce sont des digues formées essentiellement par

un noyau en terre imperméable qui assure l'étanchéité de la digue, compris entre des zones perméables qui assurent la stabilité de l'ensemble.

Recharge

Tableau n° II.10 : Volumes des recharges.

Coupe N°	Si (m2)	Smoy (m2)	Li (m)	Volume (m3)
1	0	15,51	14,97	232,32
2	31,3	92,73	9,28	860,17
3	154,43	211,04	7,13	1505,56
4	267,65	228,96	14,73	3371,87
5	190,27	164,74	14,05	2314,11
6	139,21	113,89	12,35	1406,07
7	88,57	50,93	13,61	692,94
8	13,29	6,64	8,25	54,80
9	0			
Volume Total				10437,83

II.6.3.1 Noyau

Il est composé par une argile limoneuse protégé par un filtre des deux côtés. Le tableau suivant nous donne le volume de l'argile nécessaire pour sa réalisation.

Tableau n° II.11 : Volume du noyau.

Coupe N°	Si (m2)	Smoy (m2)	Li (m)	Volume (m3)
1	0	5,60	14,97	83,84
2	11,20	26,28	9,28	243,77
3	41,36	56,84	7,13	405,52
4	72,32	60,66	14,73	893,31
5	48,99	43,51	14,05	611,25
6	38,04	32,24	12,35	398,02
7	26,44	15,72	13,61	213,91
8	5,00	2,50	8,25	20,62
9	0			
Volume Total				2870,23

II.6.3.2 Protection en rip-rap

Le tableau suivant récapitule le volume des rip-rap nécessaire à la protection des talus.

Tableau n° II.12 : Volume du rip-rap.

Coupe N°	Si (m2)	Smoy (m2)	Li (m)	Volume (m3)
1	0	4,17	14,97	62,49
2	8,35	13,48	9,28	125,05
3	18,62	22,35	7,13	159,42
4	26,08	23,36	14,73	343,96
5	20,64	19,16	14,05	269,16
6	17,69	15,91	12,35	196,47
7	14,14	9,71	13,61	132,16
8	5,28	2,64	8,25	21,80
9	0			
Volume Total				1310,49

II.6.3.3 filtres et drains

Les tableaux ci-après récapitulent les volumes des graviers et des sables utilisés pour les filtres et les drains.

Tableau n° II.13 : Volume des sables.

Coupe N°	Si (m2)	Smoy (m2)	Li (m)	Volume (m3)
1	0	2,84	14,97	42,48
2	5,67	9,49	9,28	88,02
3	13,30	19,07	7,13	136,07
4	24,84	19,82	14,73	291,94
5	14,80	13,71	14,05	192,55
6	12,61	11,30	12,35	139,46
7	9,98	6,69	13,61	91,02
8	3,40	1,70	8,25	14,30
9	0			
Volume Total				995,58

Tableau n° II.14 : Volume des graviers.

Coupe N°	Si (m2)	Smoy (m2)	Li (m)	Volume (m3)
1	0	2,08	14,97	31,13
2	4,16	6,72	9,28	62,29
3	9,27	27,17	7,13	193,86
4	45,07	27,68	14,73	407,59
5	10,28	9,54	14,05	134,07
6	8,81	7,93	12,35	97,87
7	7,04	4,84	13,61	65,83
8	2,63	1,32	8,25	10,86
9	0			
Volume Total				1003,50

II.6.4 Barrage en enrochement avec masque en béton

C'est un ouvrage intéressant et très stable car la résistance à la poussée de l'eau est assurée par le poids propre du massif, il supporte assez bien les tassements et sa fondation n'est soumise qu'à des pressions modérées ; cependant c'est un ouvrage dont la réalisation est généralement coûteuse suite aux différentes opérations de désagrégation mécaniques des roches préexistantes ainsi que de leur mise en place pour le remblai.

L'épaisseur de béton est calculée par la formule suivant :

$$E=0.3+0.001*H_b \quad (II.28)$$

Avec : H_b : hauteur du barrage ; égale 12,06 m

$$AN : e=0,3+0,001*12.06=0,31$$

Pour plus de sécurité en prend une épaisseur de 0,4 m.

I.6.4.1 Recharge (enrochement)**Tableau n° II.15 : Volumes des recharges.**

Coupe N°	Si (m2)	Smoy (m2)	Li (m)	Volume (m3)
1	0	27,08	14,97	405,46
2	54,16	138,59	9,28	1285,56
3	223,03	319,72	7,13	2280,86
4	416,41	342,69	14,73	5050,70
5	269,50	236,30	14,05	3319,31
6	203,10	169,33	12,35	2090,58
7	135,37	80,60	13,61	1096,76
8	25,64	12,82	8,25	105,77
9	0			
Volume Total				15634,99

II.6.4.2 Masque en béton

Le tableau suivant nous donne le volume du béton qui sera utilisé pour la réalisation du masque.

Tableau n° II.16 : Volume du béton.

Coupe N°	Si (m2)	Smoy (m2)	Li (m)	Volume (m3)
1	0	2,09	14,97	31,22
2	4,17	6,74	9,28	62,52
3	9,31	11,18	7,13	79,72
4	13,04	11,68	14,73	172,01
5	10,32	9,58	14,05	134,57
6	8,84	7,96	12,35	98,21
7	7,07	4,86	13,61	66,06
8	2,64	1,32	8,25	10,89
9	0			
Volume Total				655,21

Le tableau ci-après récapitule les volumes des graviers

Tableau n° II.17 : Volume des graviers.

Coupe N°	Si (m2)	Smoy (m2)	Li (m)	Volume (m3)
1	0	1,04	14,97	15,61
2	2,09	3,37	9,28	31,26
3	4,66	5,59	7,13	39,86
4	6,52	5,84	14,73	86,01
5	5,16	4,79	14,05	67,29
6	4,42	3,98	12,35	49,11
7	3,54	2,43	13,61	33,03
8	1,32	0,66	8,25	5,45
9	0			
Volume Total				327,60

II.7 Estimation du coût des variantes

Le tableau suivant donne le coût des différentes variantes étudiées.

Tableau n° II.18 : Coûts des différentes variantes étudiées.

variante	Matériaux	Quantité (m3)	Prix unit (DA)	Coût (DA)	Totale (DA)
Homogène	Recharge (argile)	12227,32	500	6113660	10766018
	Gravier	2088,34	1000	2088340	
	Sable	991,43	1000	991430	
	Rip rap	1310,49	1200	1572588	
Zonée	Recharge	10437,83	500	5218915	10799744
	Noyau	2870,23	600	2009161	
	Rip-rap	1310,49	1200	1572588	
	Gravier	1003,50	1000	1003500	
	sable	995,58	1000	995580	
Avec masque	Recharge	15634,99	1000	15634990	35618890
	Gravier	327,60	1000	327600	
	béton	655,21	30000	19656300	

Conclusion

D'après l'estimation du coût des différentes variantes, il apparaît clairement que nous ne pouvons-nous orienter que vers la 1^{ère} variante car c'est la plus économique et la plus facile à mettre en place techniquement en plus la disponibilité des matériaux de construction (principalement l'argile) ,sur le gite d'emprunt qui est situé à proximité de la cuvette.

CHAPITRE III :

**CONCEPTION DETAILLEE DE LA
DIGUE**

Introduction

Après l'étude des variantes faite dans le chapitre précédent, nous avons opté pour la deuxième variante à savoir barrage en terre homogène.

III.1 Conception de La Digue

III.1.1 Revanche du barrage

Un barrage en remblai ne supporte pas la surverse, ni le déferlement de vagues par-dessus la crête, sinon le talus aval et la crête du barrage seraient alors assez rapidement érodés, le phénomène pouvant aller jusqu'à l'ouverture d'une brèche ; ce risque de déferlement de vagues doit être circonscrit par l'adaptation d'une revanche suffisante entre le PHE et la côte de la crête. Le dimensionnement de la revanche tient compte de la hauteur potentielle des vagues (elle même en fonction de la vitesse du vent et de la longueur du plan d'eau) et de l'effet de projection de l'eau vers la crête lorsque les vagues viennent buter contre le talus amont.

$R = 1,5 \text{ m}$.

III.1.2 Hauteur du barrage

Elle est donnée par la relation :

$$H_b = h_{NNR} + h_d + R + t \quad (III.1)$$

Avec : H_{NNR} : Hauteur au niveau normal de la retenue déterminée (m).

h_d : Hauteur d'eau correspond au volume forcé en (m).

R : Revanche du barrage en (m);

t : le tassement (m).

$$H_b = 8,75 + 1,61 + 1,5 + 0,2 \quad \text{Donc : } H_b = 12,06 \text{ m d'où : } C_{\text{crête}} = 144,06 \text{ m NGA.}$$

III.1.3 Largeur en crête

Elle est égale à 6 m

$$b_{\text{cr}} = 6 \text{ m}$$

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

$$L = 94,36 \text{ m.}$$

III.1.4 Bermes

Pour une digue qui dépasse les 15m de hauteur, on est contraint de prévoir des bermes, qui auront un rôle dans la réalisation et la répartition des talus. En outre elles assurent une stabilité à la digue et réduisent la vitesse des eaux qui glissent sur la surface du talus aval, contribuant ainsi à éviter l'érosion. Elles servent d'appui aux revêtements des talus « amont et aval » et à l'accès pour la réparation des talus, Etant donné que notre digue n'atteint pas 15 m, il ne sera pas prévu de bermes dans notre cas.

III.1.5 Classification de l'ouvrage

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et 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 n° III.1 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.[1]

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs de barrage (m)			
Sols rocheux.	>100	70 ÷ 100	25 ÷ 75	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique.	75	35 ÷ 75	15 ÷ 35	<15
Terrain argileux plastique.	>50	25 ÷ 50	15 ÷ 25	<15

D'après le tableau III. 1 le Petit barrage de Taфраout est classé dans la quatrième catégorie d'ouvrage.

III.1.6 Pentés des talus

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations, comme c'est montré le tableau ci-après :

Tableau n° III.2 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2,5	2,0
	- A zones	2,0	2,0
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2,0	2,0
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2,0	2,5
	- Homogène granulométrie étendue	2,0	2,5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0
	- Homogène granulométrie étendue	3,0	3,0
H ≥ 20	- Homogène granulométrie étendue	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0
	- Homogène granulométrie étendue	3,0	3,0

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

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

III.1.7 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 compactée (en utilisant une couche de produits asphaltiques épaisse de 30 cm sous jacée de deux couches épaisses de 20 cm chacune la première en gravier et la seconde en sable.). Pour le barrage homogène, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante les matériaux de la couche de crête.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toutes stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont

III.1.8 Revêtement des talus de la digue

III.1.8.1 Talus aval

Sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé au fur et à mesure des travaux de terrassement.

On fait un enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3m).

III.1.8.2 Talus amont

Le talus en amont sera protégé contre l'érosion causée par l'action des vagues en plaçant une couche de rip-rap à une épaisseur « e » donnée par les méthodes ci-après. Afin d'être conforme au critère de filtre, une couche de transition épaisse de 400 mm composée de 200 mm de gravier et 200 mm de sable respectivement doit être placée entre le rip-rap et le remblai tout-venant sous-jacent. Le matériau du rip-rap proviendra des excavations. Il sera, éventuellement, supplémenté par des matériaux venant de la carrière.

Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement

1 – Méthode T.V.A (Tennesse- Valley- Authority)

Cette méthode déterminée par la formule suivante :

$$e = C \cdot V^2 \quad (III.2)$$

D'où

e : Epaisseur de l'enrochement en [m] ;

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s], déterminée par GAILLARD ; sachant que $V = 3,02$ m/s.

C : Coefficient dont la valeur dépend de la pente du talus et du poids spécifique δ du matériau d'enrochement.

Tableau n° III.3 : Valeur de C

Pente des talus	Valeur de C en fonction du poids spécifique		
	$\gamma_p = 2.5$	$\gamma_p = 2.65$	$\gamma_p = 2.80$
12 : 1	0,027	0,022	0,020
4 : 1	0,027	0,024	0,022
3 : 1	0,028	0,025	0,023
2 : 1	0,031	0,028	0,026

D'après le tableau $C = 0,025$; donc nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e = 0,23$ m

Mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,3 m.

Quant aux dimensions des éléments elles seront telles que 50 % de l'enrochement soit constitué de blocs d'un poids égale ou supérieur au poids calculé suivant la formule :

$$W_{50} = 0,52 \cdot \gamma_p \cdot e^3 \quad (III.3)$$

AN : $W_{50} = 37,21$ kg

2 –Méthode de (U.S.ARMY)

Les ingénieurs de l'U.S.Army utilisent de préférence, le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement, ainsi que, les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau n° III.4 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.[1]

Hauteur des vagues (m)	Épaisseur min de la couche d'enrochement (m)	D min (m)
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,40	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,30
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,35
1,8 ÷ 2,4	0,70	0,40
2,4 ÷ 3,0	0,80	0,45

Pour notre cas, $0,6 < H < 1,2$ m $e = 0,45$ m.

$D = 0,30$ m

Nous prenons une épaisseur égale à 0,45 m.

$e = 0,45$ m.

Conclusion : En analysant les résultats obtenus, on opte ensuite pour le dimensionnement de la digue homogène pour une épaisseur de couche $e = 40$ cm et un diamètre moyen de 30 cm. Donc, une protection du talus amont d'une épaisseur de 40 cm. cm d'enrochement.

III.1.9 Drainage de la digue

III.1.9.1 Constitution et fonctionnement des filtres et drains

Filtres : Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entraînement des particules fines du massif à drainer, on interpose, alors un filtre sur les deux côtés du drain,

La fonction principale du filtre est de retenir les particules du sol drainé tout en permettant à l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de matériaux grossiers.

Ils peuvent être situés

- Entre deux couches de 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.

Drains

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage. Le drain permet l'abaissement de la ligne de saturation, la diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle ainsi que l'accélération de la consolidation.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé. Le gravier, de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si elle est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée.

Ces matériaux sont disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée.

Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et par conséquent soigneusement lavé si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

Règles générales de dimensionnement des drains et filtres

Dans les passages ultérieurs, nous avons fait allusions à plusieurs reprises aux conditions de non entraînement des fines particules encore dénommées "conditions de filtres", la référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGHI.

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.

$$\text{Condition de perméabilité } \frac{D_{15}}{d_{85}} > 5$$

$$\text{Condition de non entraînement des fines } \frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :

$$4d_{85} > D_{15} > 5d_{15}$$

Le plus souvent, pour les petits barrages, on peut choisir un matériau drainant suffisamment perméable et satisfaisant directement à cette double condition, la mise en place d'un filtre est alors inutile. En outre, pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant on doit s'assurer de la condition d'uniformité à savoir :

$$2 < \frac{D_{15}}{D_{10}} < 8$$

Ces règles étant établies, dimensionnons à présent ces différents composants du système de drainage à savoir les filtres et les drains.

III.1.9.2 Calcul des drains

Un drain cheminé, connecté avec un drain de pied, collectera les eaux de percolation dans la digue, évitant ainsi tout entraînement de matériau au travers du parement aval tout en réduisant les sous pressions de la recharge aval (augmentation de la stabilité). Le drain cheminé est incliné à 60° environ par rapport à l'horizontale pour raccourcir la longueur totale des drains.

A-Dimensionnement du drain incliné de 60° par rapport à l'horizontale amont

A.1 Hauteur du drain

$$H_d = NPHE + 0,5 \quad (III.4)$$

$$AN : H_d = 10,36 + 0,5 = 10,86 \text{ m.}$$

A.2 Epaisseur du drain

Tableau n° III.5 : Epaisseur minimal de drain.

$H_2\sqrt{V}$	<30	30 à 100	100 à 300	300 à 700	700 à 1500
Epaisseur (m)	0,50	0,80	1,00	1,20	1,50

H : Hauteur du barrage en (m).

V : Volume de la retenue en (Hm³).

$$H_2\sqrt{V} < 30$$

$$e_{dr} = 0,5 \text{ m.}$$

B- Dimensionnement du drain tapis

Il s'agit de déterminer la longueur du drain tapis suivant la relation :

$$L_d = \frac{L_b}{4} \quad (III.5)$$

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b = 66,05\text{m}$].

$$L_d = \frac{66,05}{4} = 16,51 \text{ m} \quad L_d = 16,50 \text{ m}$$

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = \frac{1}{2} \left(\sqrt{L^2 + H^2} - L \right)$$

(III.6)

l_d : Largeur du drain nécessaire (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain (m) ;

H : différence de charge entre la retenue et le drain (m) ;

$$l_d = \frac{1}{2} \left(\sqrt{41,5^2 + 10,36^2} - 41,5 \right) = 0,64 \text{ m}$$

On prend : $l_d = 1 \text{ m}$

C- Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme)

Fruits de talus

$$m_1 = (1 \div 1,75)$$

$$m_2 = (1,5 \div 2,5)$$

Donc on prend : $m_1 = 1,5$; $m_2 = 1,5$

Hauteur

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \quad (III.7)$$

Avec : H_b : hauteur du barrage (12,06m).

$$\text{On prend } H_p = 0,175 H_b \quad H_p = 2,1 \text{ m}$$

Largeur en crête

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \quad (III.8)$$

$$\text{On prend : } b_p = \frac{1}{3} H_p \quad \text{ce qui donne : } b_p = 0,7 \text{ m}$$

Largeur en base du drain

$$\text{Elle est exprimée par : } B = b_{dr} + (m_1 + m_2) \cdot h_{dr} \quad (III.9)$$

$$B = 7 \text{ m.}$$

III.1.9.3 Calcul des filtres

A- Règles des filtres

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard.

Condition 1 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n}$$

D'où

$$\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (III.10)$$

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre,

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.

Condition 2 :

Condition de (TERZAGI ,1942) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

D_{15} : Diamètre de filtre.

d_{85} : Diamètre du sol à protéger.

B- Détermination de la courbe granulométrique des Filtres

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

D_{15}, D_{50} : Diamètre de filtre.

d_{15}, d_{50} : Diamètre du sol à protéger.

Granularité de sol protégé : $d_{15} = 0,00085\text{mm}$

$d_{50} = 0,0060\text{mm}$

$d_{85} = 0,080 \text{ mm}$

La première couche du filtre est entre la terre du corps du barrage et la première couche de drain aux limites suivantes :

$$0,0102\text{mm} < D_{15} < 0,034\text{mm}$$

$$0,072\text{mm} < D_{50} < 0,348\text{mm}$$

La courbe granulométrique moyenne est : $D_{15} = 0,0221 \text{ mm}$; $D_{50} = 0,21\text{mm}$.

La deuxième couche des filtres on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche

$$d_{15} = 0,0221 \text{ mm}$$

$$d_{50} = 0,21 \text{ mm}$$

$$d_{85} = 2,05 \text{ mm}$$

$$0,2652 \text{ mm} < D_{15} < 0,884 \text{ mm}$$

$$2,52 \text{ mm} < D_{50} < 12,18 \text{ mm.}$$

D'où la courbe granulométrique moyenne de la deuxième couche du filtre. Elle a les dimensions suivantes

$$D_{15} = 0,5746 \text{ mm}$$

$$D_{50} = 7,35 \text{ mm}$$

B- Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres

Filtre 1 :

Condition 1 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n}$$

$$n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$$

$$D_5 = 0,012 \text{ mm} ; D_{10} = 0,018 \text{ mm} ; D_{15} = 0,0221 \text{ mm}$$

$$D_{17} = 0,026 \text{ mm} ; D_{50} = 0,21 \text{ mm} ; d_{85} = 0,08 ; D_{60} = 0,4 \text{ mm.}$$

$$\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 22,22 \text{ Coefficient d'hétérogénéité}$$

$$n_0 = 0,4 \text{ d'où } n = 0,27 ;$$

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0,46 > 0,41$$

La condition est vérifiée donc, pas de phénomène de renard dans le sol.

Condition 2 : (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,0221}{0,08} = 0,27 < 4$$

La condition est vérifiée donc, pas de zone de transition

Filtre 2 :

Condition 1 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n}$$

$$n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$$

$$D_5 = 0,23 \text{ mm} ; D_{10} = 0,34 \text{ mm} ; D_{15} = 0,43 \text{ mm}$$

$$D_{17} = 0,5 \text{ mm} ; D_{50} = 3 \text{ mm} ; d_{85} = 1,9 \text{ mm} ; D_{60} = 5,5 \text{ mm.}$$

$$\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 16,18 \text{ Coefficient d'hétérogénéité}$$

$n_o = 0,4$ d'où $n = 0,28$;

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0,46 > 0,36$$

La condition est vérifiée donc, pas de phénomène de renard dans le sol.

Condition 2 : (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,43}{1,9} = 0,22 < 4$$

La condition est vérifiée donc, pas de zone de transition

D) Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain

Condition de perméabilité

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5$$

D_{15} : diamètre correspondant à 15% du drain ;

d_{15} : diamètre correspondant à 15% de l'argile.

$$D_{15} = 0,0221 \text{ mm}$$

$$d_{15} = 0,00085 \text{ mm.}$$

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} = \frac{0,0221}{0,00085} = 26 > 5$$

Donc, la condition de perméabilité est vérifiée.

Condition de non entraînement des particules fines

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,5746}{2,05} = 0,28 < 5$$

D_{15} : Diamètre correspondant à 15% du drain ;

d_{15} : Diamètre correspondant à 85% de l'argile

$$D_{15} = 0,5746 \text{ mm}$$

$$d_{85} = 2,05 \text{ mm}$$

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,5746}{2,05} = 0,28 < 5$$

La condition est vérifiée. Donc, la construction d'un filtre n'est pas nécessaire.

III.1.9.4 Clé d'ancrage

Une clé d'encrage est prévue dans la continuité de la digue afin d'assurer l'étanchéité de la fondation.

Sa profondeur à partir du terrain naturel est de 3m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit

0,50mns. La pente des talus de la clé d'encrage est : $m=1,0$.

Conclusion

D'après l'étude détaillée de notre variante, on a retenu les résultats suivants :

- Type du barrage : terre homogène ;
- Classe de l'ouvrage : quatrième catégorie ;
- Hauteur : 12,06 m ;
- Fruit amont : $m_1=2,5$;
- Fruit aval : $m_1=2,5$;
- La largeur du couronnement : 6 m ;
- Longueur transversale du barrage : 66,05 m ;

CHAPITRE IV :
ETUDE DES INFILTRATIONS

Introduction

Dans un barrage en remblais, le matériau de construction est un sol, dans la plupart des cas on souhaite que l'étanchéité de l'ouvrage soit apportée par l'imperméabilité de ce matériau convenablement mis en œuvre. Quel que soit sa perméabilité, un remblai soumis à une charge d'eau (digue en terre) va se saturer partiellement.

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries des barrages en terre sont provoquées par la déformation de filtration, 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.

IV.1 Défaut d'étanchéité et conséquences des infiltrations

Les infiltrations qui peuvent se produire à travers le barrage ou ses fondations entraînent généralement deux principales conséquences à savoir :

A- les fuites diffuses

Lorsque le remblai s'avère trop perméable et par voie de conséquence le débit de fuites trop élevé, le volume d'eau utilisable devient inférieur aux prévisions et ne permet plus de satisfaire la totalité des besoins.

B- La surélévation de la ligne de saturation

Un remblai soumis à une charge hydraulique se sature partiellement. Le problème se pose lorsque par erreur sur l'identification hydrodynamique des matériaux constitutifs ou suite à des défauts d'exécution, le remblai affiche un comportement hydraulique interne avec une ligne de saturation plus élevée que prévu, une telle configuration altère les conditions de stabilité du talus aval (cas de glissement) et de plus peut engendrer des sous pressions non prises en compte au projet, enfin et surtout l'apparition d'un renard est à craindre.

IV.2 Hypothèse de calcul de filtrations pour les barrages en terre

Il s'agit tout d'abord de déterminer la ligne de saturation dont le calcul suppose les hypothèses suivant :

- Que le sol est homogène et isotrope, c'est-à-dire que la perméabilité horizontale est identique à la perméabilité verticale ;
- Que la ligne phréatique suit la loi de la parabole de KOZENY ;

- Que le calcul se fera pour la section critique de la digue.

IV.3 Ligne de saturation

Il est nécessaire de déterminer le tracé de la ligne de saturation pour estimer le débit de fuite à travers le corps du barrage, et à apprécier les risques d'émergence de l'eau particulièrement dangereux le long du talus aval. Ce tracé est effectué à partir du cas théorique simple, étudié par KOZENY, d'un écoulement plan à travers un massif perméable reposant sur une fondation plane imperméable. Ainsi, elle partira d'un point situé à l'intersection du plan d'eau et le parement amont.

D'après KOZENY, c'est une parabole d'équation :

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2Y_0} \quad \Rightarrow \quad Y = \sqrt{Y_0^2 + 2XY_0} \quad (IV. 1)$$

Tel que :

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad (IV. 2)$$

Avec :

d_0 : Largeur en base du barrage diminuée de $0,7b$;

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont ;
(déterminé graphiquement) ;

h : La hauteur d'eau en amont correspondant au NNR.

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

$$b = m \cdot h = 2,5 \cdot 8,75 = 21,88 \text{ m}$$

Avec : m ; fruit de talus amont.

$$d = L_b - 0,7b - L_d \quad (IV. 3)$$

L'emprise de la digue : $L_b = 66,05 \text{ m}$

D'où $d = 26,08 \text{ m}$

On aura donc : $Y_0 = 1,43 \text{ m}$.

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$Y = \sqrt{2,04 + 2,86X} \quad (IV. 4)$$

Tableau n° IV.1 : Coordonnées de la courbe de saturation

x(m)	y(m)
0,00	1,43
1,30	2,40
2,60	3,08
3,90	3,63
5,20	4,11
6,50	4,54
7,80	4,93
9,10	5,30
10,40	5,64
11,70	5,96
13,00	6,26
14,30	6,55
15,60	6,83
16,90	7,10
18,20	7,35
19,50	7,60
20,80	7,84
22,10	8,08
23,40	8,30
24,70	8,53
26,00	8,74
26,06	8,75

IV.4 Calcul d'infiltration

IV.4.1 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue

Le débit de fuite est estimé à partir de la loi de DARCY traduite par l'expression suivante :

$$q=K.I.A \quad (IV. 5)$$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité en (m/s). (K= 2,1*10⁻⁸ m/s)

I : Gradient hydraulique.

A : Section d'infiltration par unité de longueur.

q: Débit d'infiltration en (m³/s/ml).

Le gradient hydraulique est déterminé par :

$$I = \frac{dy}{dx} \quad (IV. 6)$$

et A = y.l

Donc : $q = K \cdot y \frac{dy}{dx}$ (IV. 7)

Avec :

$$Q = q \cdot L$$

D'où $q = K \cdot y_0$ m³/s/ml.

Le débit total à travers le barrage sera donc $Q = 3,003 \cdot 10^{-8}$

A.N: $q = 2,1 \cdot 10^{-8} \cdot 1,43 = 3,003 \cdot 10^{-8}$ m³/s/ml

Donc $Q = 3,003 \cdot 10^{-8} \cdot 94 = 2,82 \cdot 10^{-6}$ m³/s

$$Q = 2,82 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

IV.4.2 Fondation

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy :

$$q_n = K \cdot I \cdot A \quad (IV. 8)$$

Avec : K : Coefficient de perméabilité en (m/s). (K= 2,1*10⁻⁸ m/s)

I: gradient hydraulique : $I = \frac{H_1}{L_b}$ (IV. 9)

(H₁ : Charge d'eau dans retenue H₁=8,75m, L_b= 66,04 m L'emprise de barrage).

A : Section d'infiltration par unité de longueur. A=T.1 (T=2m Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où $q_n = K \cdot I \cdot T$ (IV. 10)

A.N: $q = 2,1 \cdot 10^{-8} \cdot 0,13 \cdot 2 = 5,46 \cdot 10^{-9}$ m³/s/ml

Donc $Q = q \cdot L = 5,46 \cdot 10^{-9} \cdot 94 = 5,13 \cdot 10^{-7}$ m³/s

$$Q = 5,23 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$$

Debit total des infiltrations

$$Q_{tot} = Q_d + Q_f = 2,82 \cdot 10^{-6} + 5,23 \cdot 10^{-7} = 3,33 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{tot} = 3,33 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

Le volume total fuiter dans une année est V=105 m³ qui est trop faible par rapport au volume régularisé.

IV.5 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

IV.5.1 Dispositif d'étanchéité

La résistance d'infiltration du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta_n} < I_{adm}$$

Avec : ΔH : perte de charge dans le corps du noyau de la digue.

δ_n : épaisseur moyenne du noyau de la digue.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau

Tableau n° IV.2 : Gradient hydraulique admissible.[1]

Sol du corps du barrage.	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,5	1,6	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,7	0,8	0,9	1,0
Limon sableux	0,55	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

Notre barrage appartient à la classe **IV** $\Rightarrow I_{adm} = 1,95$

et on a $\Delta H = 8,75m$; $\delta_n = 36,02$ m ; $I = 0,24 < I_{adm}$

D'où la résistance à l'infiltration du sol du barrage est assurée.

IV.5.2 Fondation du barrage

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$$

Avec :

I_{cr} : Gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de la fondation. Il est donné par le tableau suivant :

Tableau n° IV. 3 : Détermination du gradient d'infiltration admissible.

Type de Sols	I _{cr}
Argile	1,2
Limon	0,65
Sable gros	0,45
Sable moyen	0,38
Sable fin	0,29

K_s : Coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe du barrage d'après le tableau suivant :

Tableau n° IV.4 : Détermination du coefficient de sécurité.

Classe du barrage	I	II	III	IV
K _s	1,25	1,2	1,15	1,10

I_f : gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule suivante :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L_b + 0,88T_c} \quad (IV. 11)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de l'infiltration de la fondation. (T_c= 2 m)

ΔH : charge d'eau (H=8,75 m).

L_b : largeur à la base du barrage (L=66,04).

On a donc : I_f = 0,129

Notre barrage appartient à la classe **IV** ce qui donne (K_s=1,10).

Les fondations argileuses donc : I_{cr}=1,2

$$\frac{I_{cr}}{K_s} = 1,09$$

On a donc :

Conclusion

On remarque que $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$, donc la condition est vérifiée et la résistance

d'infiltration à travers la fondation est assurée.

CHAPITRE V :
ETUDE DE STABILITE

V.1 Calcul de stabilité

V.1.1. Généralités sur la stabilité des barrages (Talus)

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (Pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer.

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (**Méthode de FELLENIUS**) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

1/ Soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et ou déterminer à priori.

2/ Soit par une série de calculs dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

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, puit 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.1.2 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 des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (Talus aval et talus amont).
- Fonctionnement normal (talus aval).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment 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 1.

Tableau n° V.1 : Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 ÷ 1,30	1,15 ÷ 1,20	1,1 ÷ 1,15	1,05 ÷ 1,10
Spéciales (Avec séisme)	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05

Notre barrage fait partie de la classe IV, le coefficient admissible sera donc :

- Sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,05 - 1,10$.
- Avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05$

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.1.3 Ordre de calcul (Méthode des tranches)

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b \quad (V.1)$$

$$R_2 = K_2 H_b \quad (V.2)$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b = 12,06m$).

($K_1 - K_2$) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau.

Tableau n° V.2 : Valeurs de K1 et K2

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/Hb$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/Hb$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5,5

Pour notre cas :

Tableau n° V.3 : Valeurs de K1 et K2 ;R1 et R2.

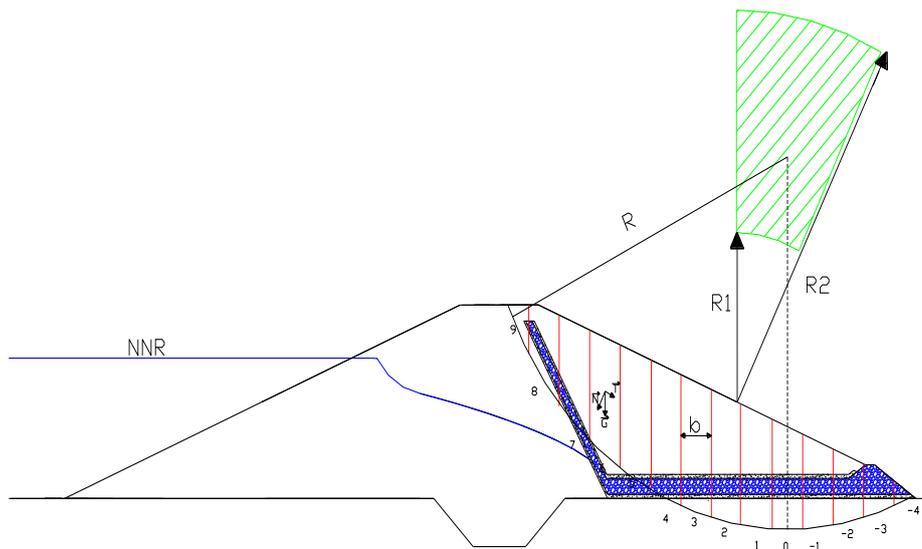
Talus	Pente du talus	K_1	K_2	$R_1(m)$	$R_2(m)$
Amont	2,5	0,875	2,025	10,5525	24,4215
Aval	2,5	0,875	2,025	10,5525	24,4215

Le centre des rayons étant le point « B ». L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles.

On trace à la suite 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 partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

**Figure V.1 : Schéma de calcul de stabilité**

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 du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

$$\text{Composante normale (forces stabilisatrices) : } N = G_n \cos \alpha \quad (V.3)$$

Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :

$$T = G_n \sin \alpha \quad (V.4)$$

Avec : α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

V.1.3.1 Calcul des forces appliquées à chaque tranche

- 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 :

$$G_n = b (\gamma_1 .h_1 + \gamma_2 .h_2 + \gamma_3 .h_3) \quad (V.5)$$

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.

- Force de pression interstitielle

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$P_i = U . dl = \gamma_w . h . dl \quad (V.6)$$

U : pression interstitielle ;

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche ;

γ_w : densité de l'eau $\gamma_w = 1 \text{KN} / \text{m}^3$;

h : hauteur de la tranche.

- Forces de cohésion

$$F_c = c . dl. \quad (V.7)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

- **Forces dues au séisme**

$$T = a. G_n \quad (V.8)$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

V.1.3.2 Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

- **Les forces stabilisatrices**

a. Force de frottement

$$F_1 = N_n \operatorname{tg} \varphi - U \operatorname{dl} \operatorname{tg} \varphi . \quad (V.9)$$

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b. Force de cohésion

$$F_c = c \operatorname{dl} \quad (V.10)$$

$$\text{Avec :} \quad \operatorname{dl} = \frac{2.\pi.R.B_i}{360} \quad (V.11)$$

R : rayon de la courbe de glissement ;

B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement ;

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N_n - U \operatorname{dl}) \operatorname{tg} \varphi + c \operatorname{dl}] R. \quad (V.12)$$

- **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 :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \quad (V.13)$$

Remarque :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section divisée}}{10} \quad (V.14)$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha} \quad (V.15)$$

V.1.3.3 Calcul du coefficient de sécurité

Le coefficient «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

a) Retenue pleine

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - pi) tg \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_n \cdot \sin \alpha_n} \geq K_{adm} \quad (V.16)$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - pi) tg \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_n \cdot \sin \alpha_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n}$$

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue vide (fin de construction)

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_n \cdot \sin \alpha_n} \geq K_{adm} \quad (V.17)$$

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_n \cdot \sin \alpha_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \geq K_{adm} \quad (V.18)$$

d_n : distance entre centre de gravité de la tranche et le centre de glissement du cercle de glissement.

c) Vidange rapide

Le calcul se fait uniquement pour le talus amont, car la vidange rapide d'une retenue en terre peut lui causer des dégâts.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_n \cdot \sin \alpha_n} \geq K_{adm} \quad (V.19)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_n \cdot \sin \alpha_n + \frac{1}{R} \sum G_n \cdot a d_n} \geq K_{adm} \quad (V.20)$$

Les résultats du calcul manuel sont regroupés dans le tableau suivant et les schémas de calcul de stabilité sont représentés dans la planche n° V.4 ;

Tableau n° V.4 : Coefficient de sécurité

CAS DE SOLLICITATION		COEFFICIENT DE SECURITE	
		Avec séisme	Sans séisme
Fin de construction	Talus amont		
	R=22,77 m	1,79	2,78
	R=22,94 m	1,93	2,93
	R=23,23 m	1,83	2,89
	R=25,20 m	2,13	3,22
	R=29,41 m	2,03	3,13
	Talus aval		
	R=21,88 m	1,30	2,04
	R=23,23 m	1,28	2,04
	R=25,61 m	1,22	1,89
	R=27,80 m	1,26	2,00
	R=29,94 m	1,41	1,96
	Fonctionnement normal	Talus aval	
R=21,88 m		1,11	1,73
R=23,23 m		1,57	2,50
R=25,61 m		1,67	2,60
R=27,80 m		1,58	2,51
R=29,94 m		1,73	2,42
Vidange rapide	Talus amont		
	R=22,77 m	1,37	2,13
	R=22,94 m	1,55	2,48
	R=23,23 m	1,31	2,08
	R=25,20 m	1,39	2,11
	R=29,41 m	1,32	2,04

Conclusion

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissibles avec et sans séisme.

Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage

CHAPITRE VI :

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

INTRODUCTION

Les barrages réservoirs sont souvent équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres 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 sont :

- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.

VI.1 Evacuateur de crue

L'évacuateur de crues est un ouvrage destiné à protéger la digue contre les dommages que peut provoquer une crue. Il permet aussi en temps normal d'évacuer le surplus d'eau de façon à maintenir le niveau d'eau à la cote désirée dans le réservoir, soit le niveau de retenue normal.

L'évacuateur est conçu pour évacuer une crue hypothétique de fréquence rare.

VI.1.1 Différents types d'évacuateurs de crue

a) Evacuateur de crues latérales à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement libre, son critère de choix est purement topographique. Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

b) Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- Le coût élevé.
- La difficulté de modification.

c) Evacuateur de crues en puits (tulipe)

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en 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 à veine mouillée.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages.

d) Evacuateur de crues en siphon

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage,

Il représente les avantages suivants :

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

Ses inconvénients sont :

- L'amorçage et le désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue.

VI.1.2 Choix de l'évacuateur de crue

Le choix du type de l'évacuateur de crues repose sur la topographie et la géologie du site, ainsi que sur le débit à évacuer. Pour notre retenue, on opte pour un évacuateur de crues latéral à entonnement latéral placé sur la rive droite en partant de l'amont qui présente des conditions topographiques favorables par rapport à la rive gauche.

VI.1.3 Dimensionnement de l'évacuateur de crue

L'évacuateur de crue latéral à entonnement latéral constitue des éléments suivants :

- Canal d'amenée
- Un déversoir.
- Auge de réception (boite).
- Chenal d'écoulement.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.

- Canal de fuite (canal de restitution).

Données de départ :

- Longueur déversant : $L = 10$ m
- Débit évacué : $Q_{dév} = 44,35$ m³/s
- Charge hydraulique : $H = 1,61$ m
- Côte de la retenue normale : $NNR = 768,75$ m

a) Canal d'amené

Le canal d'amenée (canal d'approche) permet de guider l'écoulement de la crue vers le seuil déversant.

Le canal de rapprochement doit conduire l'eau jusqu'au déversoir dans des conditions tranquilles sans turbulence.

Vitesse d'approche

La vitesse dans le canal d'approche est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{Q_{dév}}{S} \quad (VI.1)$$

Avec : $Q_{dév}$: Débit à évacuer (m³/s).

S : section mouillée (section rectangulaire en m²).

$$S = (P + H) * B \quad (VI.2)$$

H : Charge déversant ($H=1,61$ m).

B : Largeur de déversoir.

P : Hauteur de pelle

Avec :

$$0,4 < \frac{P}{H} \leq 1,6$$

On va prendre $\frac{P}{H} = 1$ donc $P=1,61$ m

$$V = 1,38 \text{ m/s}$$

$V \leq V_{adm}$ (4.4 – 10) m/s (Donc pas de risque de l'érosion.)

b) Déversoir

Le déversoir situé à l'amont de l'évacuateur contrôle le débit de celui-ci, et les parties situées à l'aval (convergent, coursier, bassin de dissipation) doivent être conçues pour évacuer le débit du déversoir sans perturber l'écoulement de celui-ci, c'est à dire de telle manière que cet écoulement soit dénoyé.

Le tableau suivant montre les coordonnées pour construire le profil du déversoir d'après Creager-Oftserove a H=1,61 m.

Tableau n° VI.1 : Coordonnées du profil de déversoir type Creager

X(m)	Y(m)
0,000	0,203
0,161	0,058
0,322	0,011
0,483	0,000
0,644	0,011
0,966	0,097
1,288	0,237
1,610	0,412
1,932	0,633
2,254	0,910
2,737	1,406
3,220	1,988

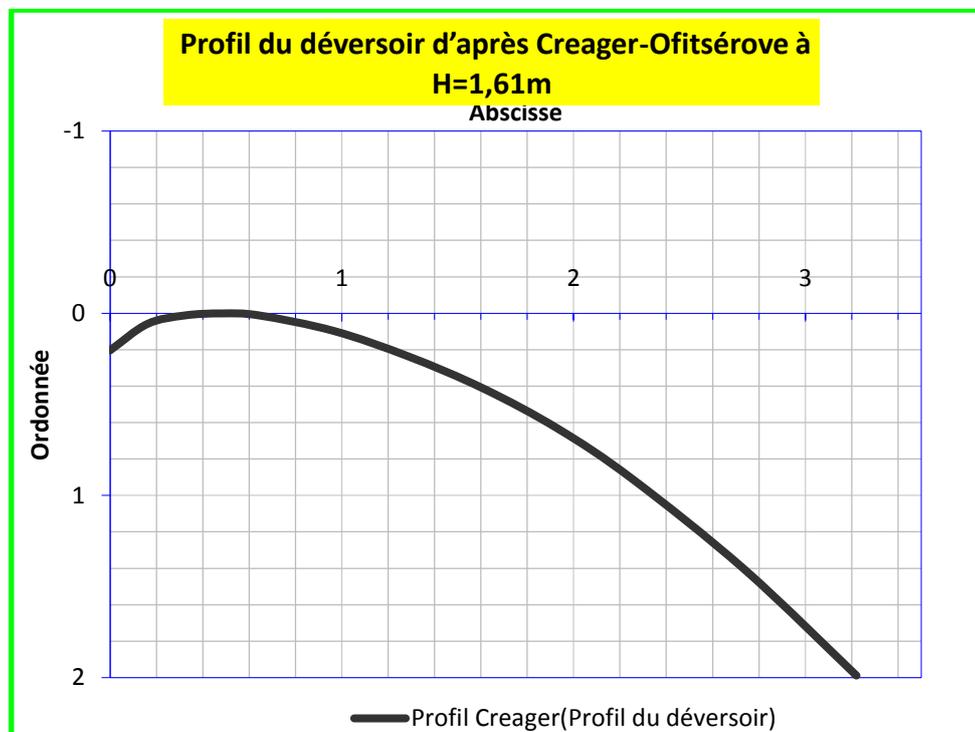


Figure VI.1. Profil du déversoir d'après Creager-Oftserove.

c) L'auge de réception

L'auge est une partie d'un évacuateur de crue latérale à entonnement latérale. Il reçoit les eaux déversées pour les conduire vers le coursier.

Pour dimensionner l'auge de réception on utilise la méthode RUSSE qui englobe les différents calculs qui conduisent à la détermination de la ligne d'eau à travers l'auge de réception. Elle se base sur l'équation de Manning.

Pour le béton on prend la vitesse admissible d'écoulement $V = 6$ m/s et le coefficient de rugosité de Manning $n = 0,013$ s/ m^{1/3}.

On prend $L = 10$ m la longueur de l'auge et sa largeur diminue de 6 m jusque 4 m. Divisons la longueur de l'auge en quatre (04) travées et trouvons les grandeurs de calcul nécessaires dont les valeurs sont récapitulées dans le tableau N°1 ci-dessous.

Tableau n° VI.2 : Hauteurs d'eau et pertes de charge.

Section	x	Q(m ³ /s)	v (m/s)	b	h (m)	rayon	coeff de chezy	i	i moy	Δh (m)
5	10	44,350	5	6	1,48	0,99	76,80	0,0043	0,0055	0,02
4	6	26,610	5	5,7	0,93	0,70	72,54	0,0068	0,0102	0,03
3	3	13,305	5	5,4	0,49	0,42	66,48	0,0136	0,0209	0,03
2	1,5	6,653	5	5	0,27	0,24	60,66	0,0282	0,1196	0,18
1	0	0,444	3,5	4	0,03	0,03	43,16	0,2109		

Dans le tableau VI.2 la distance de la section considérée comptée à partir de l'extrémité de l'auge de réception pour un écoulement libre par le déversoir. Le débit à travers la section considérée est calculé par la formule :

$$Q_{xi} = \frac{Q_{dév} * x_i}{L} \quad (VI.3)$$

Avec $Q_{dév}$: débit évacuer ($Q_{dév} = 44,35$ m³/s).

x_i : longueur de chaque tranche.

L : longueur de l'auge ($L = 10$ m).

On fait varier la vitesse de l'écoulement ($v = 3,5$ jusqu'au 5 m/s) entre les sections et b_i entre 6 et 4,5m. Avec b_i : largeur de l'auge dans chaque section.

v : vitesse moyenne d'écoulement dans chaque section.

Le tirant d'eau moyen dans chaque section est égale a :

$$h = \frac{Q_i}{V * b} \quad (VI.4)$$

La pente de la ligne d'eau dans chaque section est calculée par la formule de Chezy

$$I = \frac{v^2}{C * R^2} \quad (VI.5)$$

Ou $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$ et R : rayon hydraulique dans la section considérée.

La pente moyenne est égale à la moyenne arithmétique des pentes des sections adjacentes

$$I_{moy} = \frac{i_n + i_{n-1}}{2} \quad (VI.6)$$

La perte de charge entre deux sections adjacents est égale à :

$$\Delta h = l \cdot I_{moy} \quad (VI.7)$$

Ou l : la distance en mètre entre les sections adjacentes considérées.

Considérons la cote de fond dans la première section c.-à-d. Au début de l'auge égale à la cote du seuil déversoir soit 968,75 m, la cote initiale de la ligne d'eau dans l'auge est $968,75 + H_{dev} = 970,36$ m. Dans la 2^{ème} section la cote de la ligne d'eau est diminuée de la valeur de perte de charge et la cote de fond de l'auge est égale à la cote de la ligne d'eau diminuée de la profondeur d'eau dans cette section.

Les résultats de calcul pour les cotes de la ligne d'eau sont obtenus dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau n° VI.3 : Cote de fond de l'auge et de la ligne d'eau.

Section N°	Cote, m	
	Ligne d'eau	Fond de l'auge
1	970,36	968,75
2	968,60	967,63
3	968,57	967,00
4	968,54	966,50
5	968,51	966,00

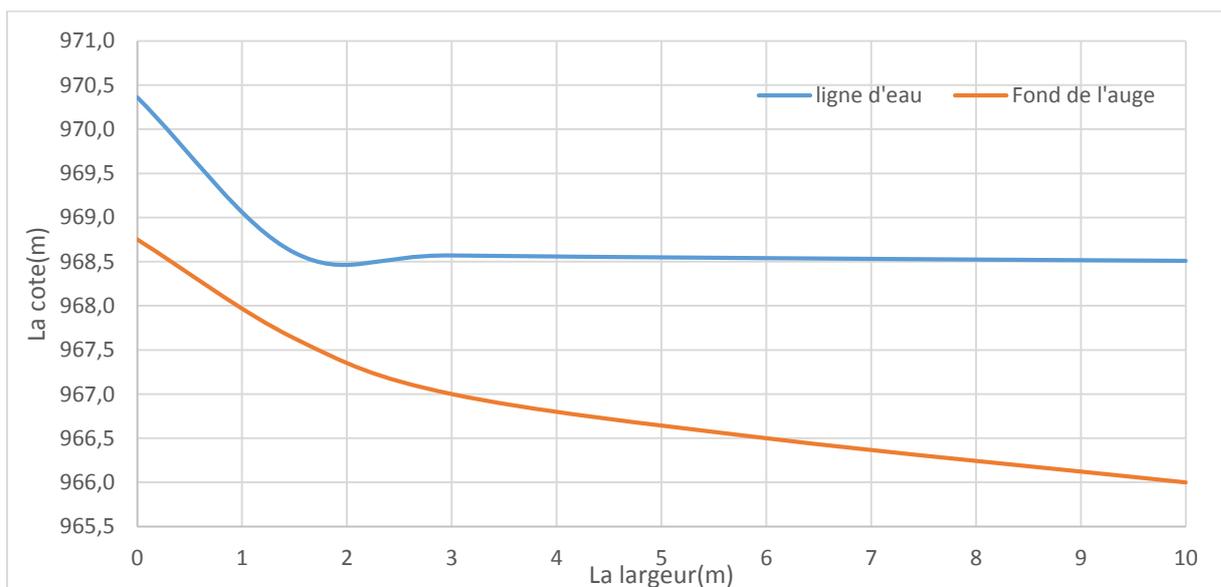


Figure VI.2. Schéma de l'auge de réception de l'évacuateur latéral

d) Hauteurs des murs bajoyers

Pour le canal latéral la hauteur des murs bajoyers doit être au même niveau que celle de la Crête de la digue (972,06m).

e) Chenal d'écoulement

La trace du chenal doit être rectiligne que possible avec une faible pente (inférieur à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire. Dans notre cas, le chenal a une largeur de 4 m, une pente de 0,2% et une longueur déterminée topographiquement de 16 m.

- Profondeur critique

La profondeur critique pour une section rectangulaire est calculée par la formule suivante :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \times \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \quad (\text{VI.8})$$

Avec :

Q : Le débit maximum à évacuer (Q=44,35 m³/s).

b: largeur du canal (b=4 m).

g: Accélération de pesanteur (g=9,81m2/s).

Application numérique :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9.81} \times \left(\frac{44.35}{4}\right)^2} = 2,32 \text{ m}$$

- Pente critique

La pente critique se détermine par la formule de Manning suivante :

$$Q = K \times S \times R_H^{2/3} \times I^{1/2} \quad (\text{VI.9})$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en m ;

I : pente en m/m ;

S : section mouillée en m² ;

K : coefficient de Manning – Strickler : ce coefficient dépend de la nature des parois.

K = 20 à 40 Pour des canaux rocheux en mauvais état.

K = 80 à 100 Pour le béton lisse et fonte revêtue.

On prend : K = 80 m^{1/3}/s

Pour une section rectangulaire :

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \times (b + (2 \times h_c))^{2/3}}{K \times (b \times h_c)^{5/3}} \right]^2 \quad (VI.10)$$

Application numérique :

$$I_{cr} = \left[\frac{44,35 \times (4 + 2 \times 2,32)^{2/3}}{80 \times (4 \times 2,32)^{5/3}} \right]^2 = 0,0032 \text{ m/m}$$

$I = 0,0015 \text{ m/m} < I_{cr} = 0,0032 \text{ m/m} \Rightarrow$ La condition de la pente pour le chenal d'écoulement est vérifiée.

- Profondeur normale

La profondeur normale h_n est la profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme. Cette profondeur se déduit de la formule de Chézy :

$$Q = S \times C \times \sqrt{R \times I} \quad (VI.11)$$

Avec :

S : Section du chenal d'écoulement en m^2 .

C : Coefficient de Chézy (caractérise le frottement) en $\frac{m^{1/2}}{s}$

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} \quad (VI.12)$$

n : Coefficient de rugosité de Manning. $n = 0.013 \text{ s/m}^{0.5}$ (béton).

R : Rayon hydraulique en m.

$$R = \frac{S}{P} = \frac{b \times h_n}{2 h_n + b} \quad (VI.13)$$

P : Le périmètre mouillé en m.

b : La largeur du chenal d'écoulement en m.

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} \times I^{1/2} (b \times h_n)^{5/3} (2h_n + b)^{-2/3}$$

La résolution de cette équation se fait par la méthode des itérations : $h_n = f(Q, n, I, b, h_n)$

Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau n° IV.4: Calcul itératif de la hauteur normale pour le chenal d'écoulement.

$h_n(\text{m})$	$Q(\text{m}^3/\text{s})$
2,7	36,708
2,8	38,458
2,9	40,217
3	41,986
3,1	43,763
3,13	44,297
3,14	44,476

Par itération on trouve : $h_n=3,13\text{m}$.

$h_n = 3,13 \text{ m} > h_c = 2,32 \text{ m} \Rightarrow$ La condition pour la hauteur normale dans le chenal d'écoulement est vérifiée et l'écoulement est fluvial.

- Hauteur des murs bajoyers

A l'amont du chenal d'écoulement la hauteur des murs bajoyers va atteindre le niveau de la crête de la digue ($N_{cr}=772,06\text{m}$) qui correspond à une hauteur de $3,31\text{m}$.

A l'aval la hauteur est déterminée par :

$$H_{baj} = Y_{av} + R \quad (VI.14)$$

Avec :

$$R = 0,06 + 0,05 * V_{av} * Y_{av}^{(1/3)} \quad (VI.15)$$

$Y_{av} = 3,13 \text{ m}$ et $V_{av} = 3,54 \text{ m/s}$

$$. R = 0,06 + 0,05 * 3,85 * 2,88^{(1/3)} = 0,32 \text{ m}$$

Donc $H_{baj} = 3,13 + 0,32 = 3,45\text{m}$. **$H_{baj} = 3,50 \text{ m}$** .

f) Coursier

Le passage de chenal d'écoulement au coursier se fait avec une rupture de pente afin d'assurer de passer d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier.

La pente du coursier est de 25%, avec une longueur de 46m et largeur de 4m

- Profondeur critique

La profondeur critique pour une section rectangulaire est calculée par la formule suivante :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \times \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \quad (VI.16)$$

$$\text{Donc : } h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9,81} \times \left(\frac{44,35}{4}\right)^2} = 2,32 \text{ m}$$

- Pente critique

La pente critique se détermine par la formule de Manning suivante :

$$Q = K \times S \times R_H^{2/3} \times I^{1/2} \quad (VI.17)$$

Application numérique :

$$I_{cr} = \left[\frac{44,35 \times (4 + 2 \times 2,32)^{2/3}}{80 \times (4 \times 2,32)^{5/3}} \right]^2 = 0,0032 \text{ m/m}$$

- Profondeur normal

Pour un écoulement uniforme la hauteur normale est déduite par la formule de Chézy :

$$Q = S * C * R * I \quad (VI.18)$$

Par itération on trouve : $h_n=0,51 \text{ m}$.

On a : $h_n < h_c$ et $I_c < I_n$ alors le régime d'écoulement est torrentiel. (Type de courbe de remous S2).

- Calcul de la ligne d'eau

Pour déterminer la ligne d'eau dans le coursier on utilise la méthode indirecte d'intégration numérique, Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux Prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant $Dq/dx=0$, est :

$$\frac{dh}{dx} = \frac{(i_0 - i)}{1 - Fr^2} \quad (VI.19)$$

Avec : i_0 : pente du fond.

i : pente de la ligne d'énergie. En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie i peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning.

L'équation devient en différences finies :

$$\frac{\Delta h}{\Delta x} = \frac{i_0 - (n^2 Q^2) / (S_{moy}^2 R_{moy}^{4/3})}{1 - (Q^2 b) / (g S_{moy}^3)} \quad (VI.20)$$

S_{moy} : Section mouillée moyenne ;

R_{moy} : Rayon hydraulique moyen ;

On donne des valeurs arbitraires à h_i et on calcul la distance Δx correspondante aux profondeurs h_i , et on calcul la profondeur moyenne :

$$h_{moy} = \frac{h_i + h_{i+1}}{2} \quad (VI.21)$$

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul Δx à chaque valeur de h_i , utilisant h_{moy} , et en l'ajoute à Δx cumulés jusqu'à cette étape si la somme est supérieure à la longueur L , et on continue avec une valeur de $h_{i+1} < h_i$ Jusqu'à trouver la somme de Δx égal à la longueur L de coursier.

Dans notre cas toujours $h_i < h_c$ (courbe de remous type S2).

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau n° VI.5 : Calcul de ligne d'eau dans le coursier.

h_i	h_{moy}	S_{moy}	P_{moy}	R_{moy}	Fr^2	$1-Fr^2$	$i = n^2 Q^2 / A^2 R^{4/9}$	$i_0 - i$	Δx	L
2,32										
2,25	2,29	9,14	8,57	1,07	1,050	-0,05	0,004	0,246	-0,01	0,01
2,18	2,22	8,86	8,43	1,05	1,153	-0,15	0,004	0,246	-0,04	0,03
2,11	2,15	8,58	8,29	1,03	1,270	-0,27	0,004	0,246	-0,08	0,1
2,04	2,08	8,3	8,15	1,02	1,403	-0,40	0,004	0,246	-0,11	0,2
1,97	2,01	8,02	8,01	1,00	1,555	-0,55	0,005	0,245	-0,16	0,4
1,9	1,94	7,74	7,87	0,98	1,730	-0,73	0,005	0,245	-0,21	0,6
1,83	1,87	7,46	7,73	0,97	1,932	-0,93	0,006	0,244	-0,27	0,9
1,76	1,80	7,18	7,59	0,95	2,167	-1,17	0,006	0,244	-0,33	1,2
1,69	1,73	6,9	7,45	0,93	2,441	-1,44	0,007	0,243	-0,41	1,6
1,62	1,66	6,62	7,31	0,91	2,764	-1,76	0,007	0,243	-0,51	2,1
1,55	1,59	6,34	7,17	0,88	3,147	-2,15	0,008	0,242	-0,62	2,7
1,48	1,52	6,06	7,03	0,86	3,604	-2,60	0,009	0,241	-0,76	3,5
1,41	1,45	5,78	6,89	0,84	4,153	-3,15	0,010	0,240	-0,92	4,4
1,34	1,38	5,5	6,75	0,81	4,820	-3,82	0,011	0,239	-1,12	5,5
1,27	1,31	5,22	6,61	0,79	5,639	-4,64	0,013	0,237	-1,37	6,9
1,2	1,24	4,94	6,47	0,76	6,653	-5,65	0,014	0,236	-1,68	8,6
1,13	1,17	4,66	6,33	0,74	7,925	-6,93	0,016	0,234	-2,07	10,6
1,06	1,10	4,38	6,19	0,71	9,545	-8,54	0,019	0,231	-2,59	13,2
0,99	1,03	4,1	6,05	0,68	11,637	-10,64	0,022	0,228	-3,26	16,5
0,92	0,96	3,82	5,91	0,65	14,388	-13,39	0,026	0,224	-4,18	20,7
0,85	0,88	3,54	5,77	0,61	18,079	-17,08	0,030	0,220	-5,45	26,1
0,78	0,81	3,26	5,63	0,58	23,149	-22,15	0,037	0,213	-7,27	33,4
0,71	0,74	2,98	5,49	0,54	30,306	-29,31	0,045	0,205	-10,03	43,4
0,7	0,70	2,8	5,4	0,52	36,535	-35,53	0,052	0,198	-3,60	46,0

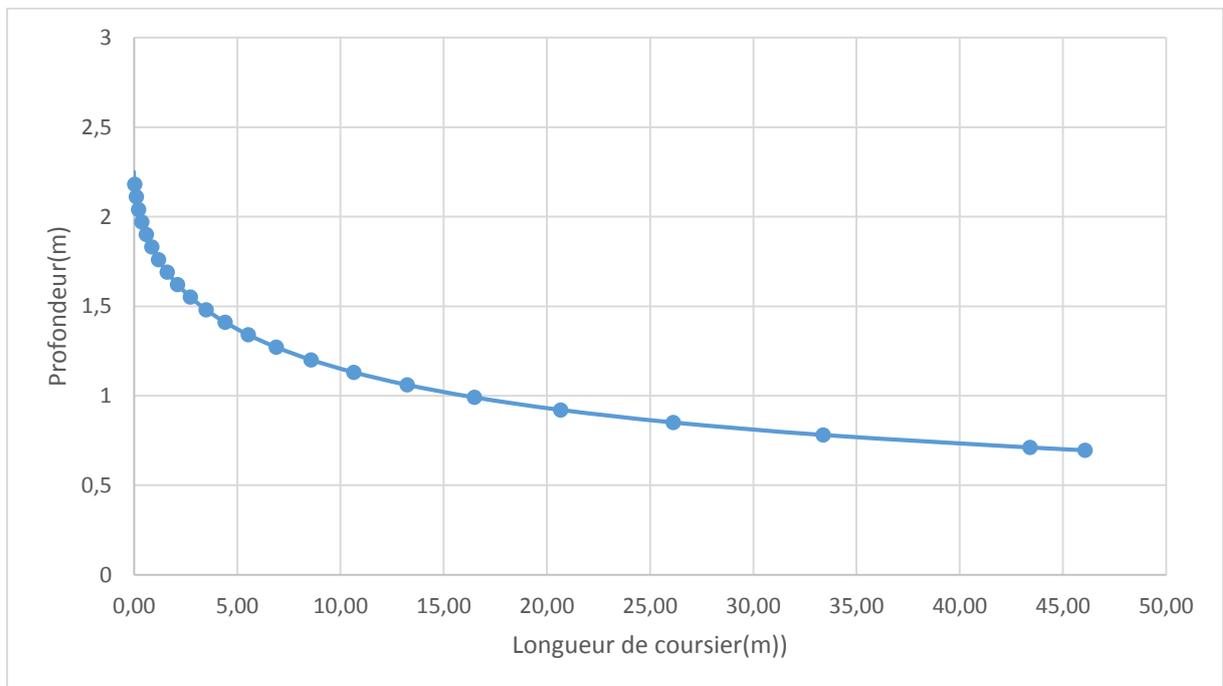


Figure VI.3. Ligne d'eau au niveau du coursier de l'évacuateur

- Hauteur des murs bajoyers

Les hauteurs des murs bajoyers sont déterminées comme suit :

$$H_{\text{baj}} = H + R$$

Avec : R : Revanche (m).

$$R = 0,06 + 0,05 * V * H^{(1/3)}$$

Et d'après la ligne d'eau les hauteurs des murs varient dans chaque tronçon de coursier en fonction de la profondeur d'eau et la vitesse de l'écoulement.

Le calcul des hauteurs des murs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau n° VI.6 : Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.

L (m)	H (m)	V	R (m)	Hbaj
0	2,32	4,78	0,38	2,70
0,85	1,83	6,06	0,43	2,26
1,6	1,69	6,56	0,45	2,14
5,53	1,34	8,27	0,52	1,86
10,65	1,13	9,81	0,57	1,70
16,5	0,99	11,20	0,62	1,61
20,67	0,92	12,05	0,65	1,57
26,12	0,85	13,04	0,68	1,53
33,39	0,78	14,21	0,71	1,49
46	0,69	16,07	0,77	1,46

f) Bassin de dissipation

L'écoulement d'eau dans le coursier jusqu'au niveau de pied du barrage attient souvent une vitesse très élevée, ce débit à haute vitesse peut endommager, par son importante quantité d'énergie cinétique le lit naturel de la rivière, la seule manière de contrôler l'écoulement à haute vitesse est de dissiper une partie de l'énergie mécanique et d'obtenir avec le bassin de dissipation un écoulement à vitesse convenable dans le lit de la rivière.

D'après les tests réalisés par l'USBR « The Bureau of Reclamation » : le bassin de dissipation le plus favorable dépend du type de ressaut.

$1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.

$1,7 \leq Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.

$2,5 \leq Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.

$4,5 \leq Fr$ Ressaut stable (Stationnaire).

- Détermination de type de bassin

Pour notre cas on a :

$$V_1 = \frac{Q}{b.h} = \frac{44,35}{4*0,69} = 16,06 \text{ m/s ; vitesse d'entrée dans le bassin.}$$

Avec $h=0,69\text{m}$; première profondeur conjuguée.

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{g.h_1}} = \frac{16,06}{\sqrt{9,81*0,69}} = 6,17 \quad 4,5 \leq Fr \quad \text{Ressaut stable(Stationnaire).}$$

On a $V_1 > 15\text{m/s}$ et $Fr > 4,5$; Donc, d'après l'USBR ; le bassin de dissipation le plus favorable est un bassin à ressaut de type III.(voir figure 00)

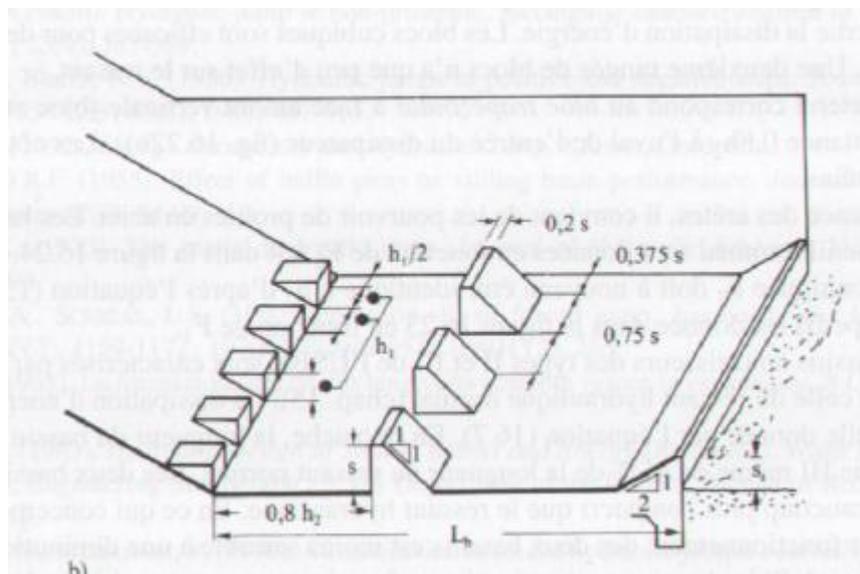


Figure VI.4. Schéma de bassin de dissipation USBR type III, HAGER .W & SCHLEISS.A (2009) Construction hydraulique.

Calcul de la deuxième profondeur conjuguée

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) \quad (VI.22)$$

$$\frac{h_2}{h_1} = 8,24 \quad \Rightarrow \quad h_2 = h_1 * 8,24 = 0,69 * 8,24 = 5,69\text{m} \quad h_2 = 5,69 \text{ m}$$

On détermine Longueur de bassin de dissipation :

La longueur L_b de bassin de type III est donnée dans la figure 16. En fonction de F_1

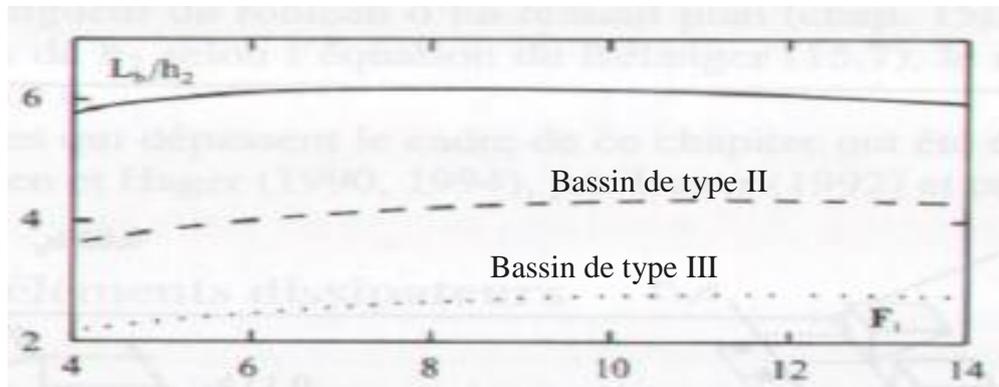


Figure VI.5. Longueur relative L_b/h_2 de bassin de type II et de type III.
HAGER .W & SCHLEISS.A (2009) Construction hydraulique.

$$\text{Donc } \frac{L_b}{h_2} = 2,63 \Rightarrow L_b = 15 \text{ m} \quad \text{d'où } L_b = 15 \text{ m}$$

La détermination des hauteurs des blocs de chute c'est à partir de l'abaque qui donne la hauteurs des blocs S et du seuil terminal S_s du bassin amortisseur de type III relatives à h_1 en fonction de F_1 (Peterka 1983) dans la figure10

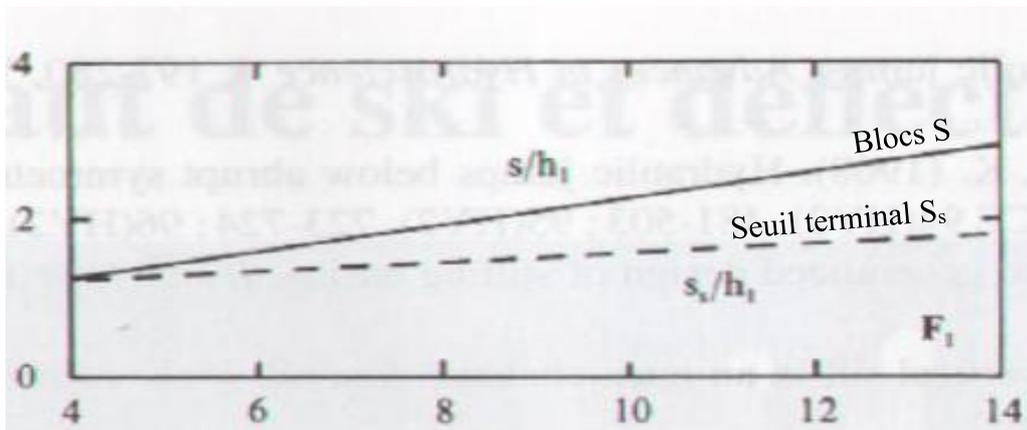


Figure VI.6. Hauteurs des blocs S et du seuil terminal S_s ;Peterka 1983)
HAGER .W & SCHLEISS.A (2009) Construction hydraulique.

$$\frac{S_s}{h_1} = 1,3 \Rightarrow S_s = 0,90 \text{ m}$$

$$\frac{S}{h_1} = 1,55 \Rightarrow S = 1,07 \text{ m}$$

Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = h_1 = 0,69 \text{ m}$

La largeur d'une dent : $l_2 = 0,75 S = 0,80 \text{ m}$

Espacement entre deux dents : $e_2 = 0,75 S = 0,8 \text{ m}$

g) Canal de restitution

Le canal de fuite fait suite directement au bassin de dissipation, il sert à conduire l'eau jusqu'au cours d'eau naturel.

Le canal de fuite projeté est de section rectangulaire de largeur $b=4\text{m}$, fruits des talus $m=1$ et une pente de : $i=3\%$.

Profondeur critique

$$h_c = \left(1 - \frac{\sigma_\sigma}{3} + 0.015 \cdot \sigma_\sigma^2\right) \cdot K \quad K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^3}} \quad (\text{VI.23})$$

$$\text{Et} \quad \sigma_\sigma = \frac{K \cdot m}{b} \quad (\text{VI.24})$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{44,35^2}{9,81 \cdot 4^2}} = 2,32 \Rightarrow \sigma = \frac{2,32 \cdot 1}{4} = 0,58 \Rightarrow h_c = 1,88 \text{ m}$$

Pente critique

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \times C_{cr}^2 \times R_{cr}} \quad (\text{VI.25})$$

Avec :

$$S_{cr} = m \times h_{cr}^2 + b \times h_c \quad (\text{VI.26})$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \times \sqrt{1 + m^2}$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} \quad (\text{VI.27})$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \times R_{cr}^{1/6} \quad (\text{VI.28})$$

AN :

$$S_{cr} = 1 \cdot 1,88^2 + 4 \cdot 1,88 = 11,05 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = 4 + 1,88 \sqrt{1 + 1^2} = 6,66 \text{ m}$$

$$R_{cr} = 1,66 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{0,025} \cdot 1,66^{(1/6)} = 43,52$$

$$\text{D'où : } I_{cr} = \frac{44,35^2}{11,05^2 \cdot 43,52^2 \cdot 1,66} = 0,0051 \text{ m/m}$$

Profondeur normal

La profondeur normal est de : $h_n = 1,29\text{m}$.

Vitesse dans le canal

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{(b + m \cdot h) \cdot h} = \frac{44,35}{(4 + 1 \cdot 1,29) \cdot 1,29} = 6,43 \text{ m/s}$$

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 de 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).

VI.2 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange

VI.2.1 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 et du volume entrant durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{Vu}{T} + Q_r \quad (VI.29)$$

Où :

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal au débit moyen annuel).

V : volume utile ($V=64436,34 \text{ Mm}^3$).

T : temps de vidange ($T=2$ jours)

AN:

$$Q_{vf} = \frac{0,064436 * 10^6}{172800} + \frac{0,307537 * 10^6}{31.56 * 10^6} = 0,382 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{vf}=0,382 \text{ m}^3/\text{s}$$

VI.2. Calcul hydraulique

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ} \quad (VI.30)$$

Q_{vf} : débit de vidange (en m^3/s).

μ : coefficient de débit.

S : section de la conduite (en m³).

Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval (en m).

Alors que :

$$S = \frac{Qvf}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \quad (VI.31)$$

Avec : $Z = 8,75$ m

Préalablement on prend : $\mu = 0,80$.

On trouve : $S = 0,036$ m²

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \quad (VI.32)$$

D'où : $d = 0,215$ m.

Le diamètre normalisé est de 300mm.

Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \quad (VI.33)$$

$\sum \xi_s$: somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} + \xi_{grille} \quad (VI.34)$$

ε_{vanne} : Coefficient de résistance d'une vanne, $\varepsilon_{vanne} = 0,5$

$\varepsilon_{entrée}$: Coefficient de la résistance à l'entrée, $\xi_{ent} = 0,1$

ε_{sortie} : Coefficient de résistance à la sortie, $\varepsilon_{sortie} = 1$

ξ_{grille} : Coefficient de résistance de la grille $\xi_{grille} = 0,25$

Donc : $\sum \xi_s = 1,85$

$\sum \xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d} \quad (VI.35)$$

L : longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 92,2 m.

D : diamètre de la conduite de vidange 300mm.

λ : Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler :

$$\lambda = \frac{87n^2}{d^{1/3}} \quad (VI.36)$$

n : rugosité de la conduite en acier (n=0,013).

On trouve : $\lambda = 0,022 \Rightarrow \sum \xi_L = 6,76$

Ce qui nous donne : $\mu = 0,32$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à $d=400$ mm en acier.

La conduite étant en acier d'un diamètre de 400mm. Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes : $V_s=Q_{vf}/S_{con}$

Ça donne $V_s=3,03$ m/s

VI.3 Dimensionnement de la prise d'eau

Le but de la conduite est le prélèvement d'un débit destiné à l'irrigation des régions situées à l'aval de notre retenue.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le tableau qui représente la distribution mensuelle de la demande, le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

$$V_{\max} = 21330 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc : } Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{21330}{31 \cdot 3600 \cdot 10} = 0,019 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = \mu S \sqrt{2g \cdot H} \quad (\text{m}^3/\text{s}). \quad (\text{VI.37})$$

μ : coefficient de débit $\mu=0,32$.

S : section de la conduite en m^2 .

H : Charge d'eau correspondante à la prise la plus basse $H=5,8$ m.

On trouve : $S=0,006\text{m}^2$ le diamètre de la prise d'eau sera égal à $d=87$ mm

Donc On prend : $d=100$ mm

Conclusion

Pour cette retenue, il est envisagé une seule conduite d'un diamètre suffisant

(DN600) qui devra assurer les fonctions de prise d'eau et de vidange de fond.

Celle-ci est implantée en fond d'oued, elle sera sous le remblai de la digue et enrobée dans du béton coulé à plein fouilles. Des redans disposés tous les cinq (05) mètres protègent la conduite contre l'érosion régressive (phénomène du renard).

VI.4 Dérivation provisoire

Durant la période de réalisation des travaux, la conduite de vidange sera utilisée comme conduite de dérivation des eaux de crue de chantier, À l'entrée de la conduite un canal d'approche d'une pente de 0,001 est projeté afin d'acheminer les eaux de la crue de chantier vers la conduite de vidange. Ce dernier est protégé par une couche d'enrochement à sa partie finale, à proximité de l'emplacement de la tour de prise. Du côté aval, la fouille sera protégée par le prisme de drainage aval calé à la côte 962,10 m.

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 latéral

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 600 mm

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.

L'organisation de chantier consiste à utiliser la main d'oeuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en oeuvre 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 adopte 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 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, afin de ménager les diverses 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 :

VII.1.1 Installations destinées au personnel

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VII.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour le 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 cloisonnement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et faciliter le dosage du béton, et les aciers doivent être rangés dans des baraquements pour les protéger contre la forte humidité.

VII.1.3 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.

VII.1.4 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.1.5 Moyens de chantier

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci-après :

- Les compacteurs à pneus ;
- Les rouleaux à pieds dameurs pour le compactage des sols fins ;
- Les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- La décapeuse automotrice (Motors scraper) ;
 - La pelle hydraulique associée à des camions favorisant ainsi le mélange de plusieurs horizons et est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou à un relief très marqué.

VII.2 Planification

VII.2.1 Définition

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'oeuvre, son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- A temps (sans retard) ;
- Economique (avec des bénéfices).

VII.2.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

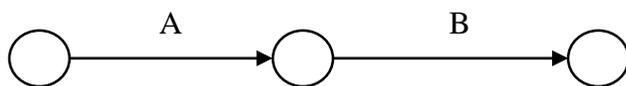
VII.2.3 Méthodes basées sur le réseau

VII.2.3.1 Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches**

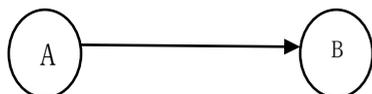
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

- **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.

VII.2.3.2 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 ;

VI.2.4 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 pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

L'utilisation de cette méthode nécessite les étapes suivantes :

- Collection des informations ;
- Décomposition du projet ;
- Définition de la relation entre les tâches ;
- Attribution des durées ;
- Construction du réseau.

VII.2.4.1 Paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

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 :

$$\begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCP = DFPP - TR \end{cases}$$

VII.2.4.2 Chemin critique (C.C)

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.

On applique la formule suivante :

$$T = \frac{Q.N}{n}$$

Avec :

Q=Quantité de travail

N=Rendement

n=Nombre d'équipe

VII.2.5 Plannings

Il existe trois types de plan de travail :

- **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.

- **Plan de travail au plus tard**

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).

- **plan de travail intermédiaire**

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date u 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.3 Délai 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 compose, 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 de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer certaines exigences, qui sont :

- 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.

VII.3.1 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant

Tableau n° VII.1 : Symboles des opérations.

Phases des Travaux	Opérations	Durée (mois)
Travaux de préparation, installation de chantier, (développement du réseau routier)	A	1
Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage	B	2
Réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange	C	1
Excavations de l'évacuateur de crues	D	1
Préparation des zones d'emprunt	E	1
Réalisation de l'évacuateur de crues	F	2
Déboisement de la cuvette	G	2
Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	H	1
Approvisionnement du filtre	I	2
Mise en place d'un système de drainage	J	1
Remblai compacté	K	3
Revêtements de talus	L	2
Equipements hydraulique	M	1
Travaux des finitions	N	1

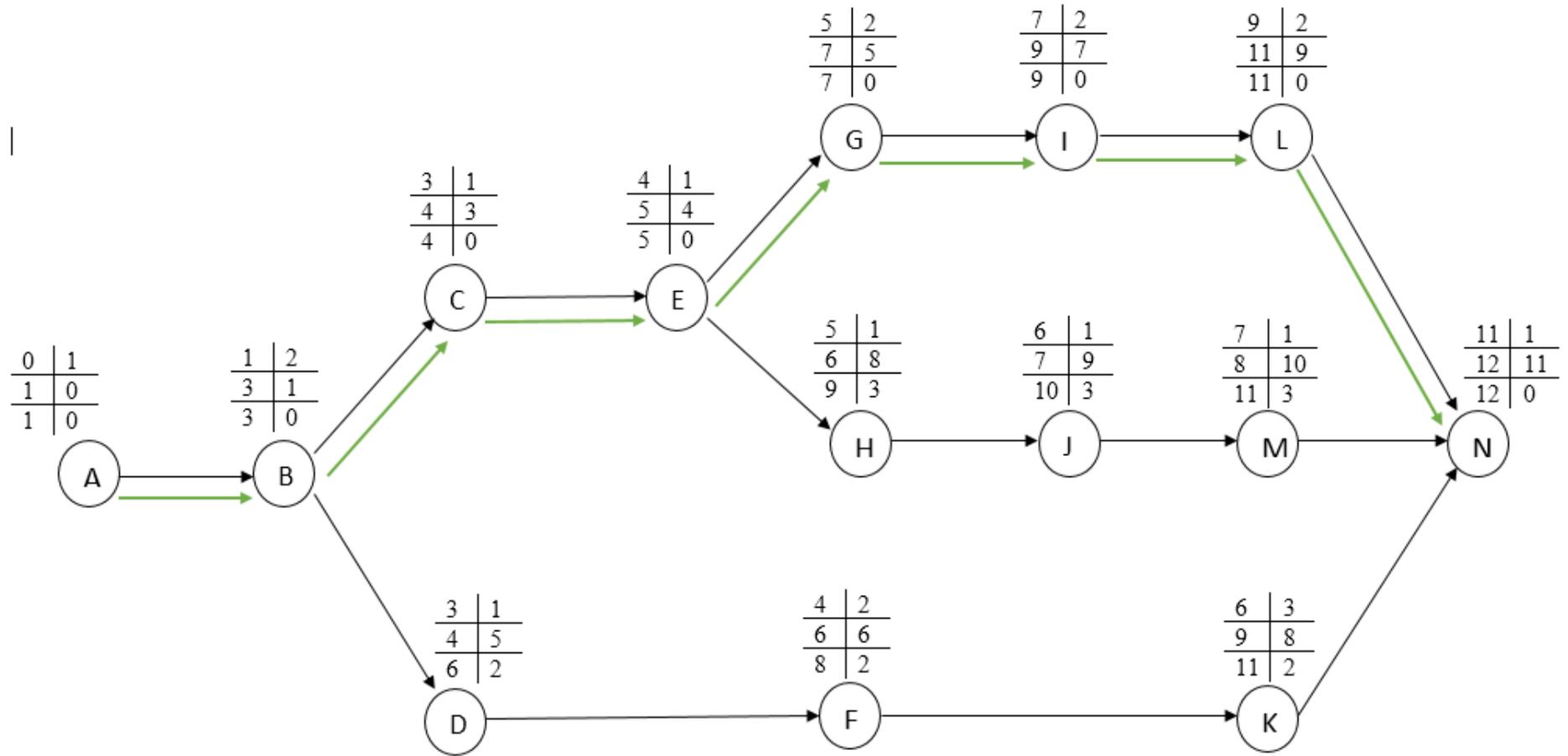
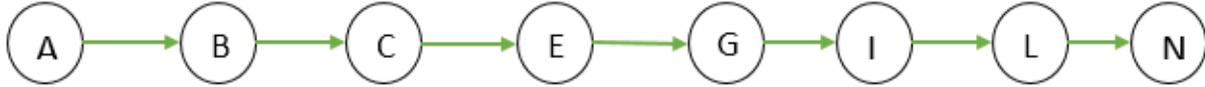


Figure VI.1. Réseau à nœuds

VII.3.2 Détermination des chemins critiques

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).



$$DTR = \sum TR = 1+2+1+1+2+2+2+1=12 \text{ Mois.}$$

D'après le chemin critique, le temps de réalisation est égal à 12 mois.

Opération	TR	Les durées (mois)											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
A	1												
B	2												
C	1												
D	1												
E	1												
F	2												
G	2												
H	1												
I	2												
J	1												
K	3												
L	2												
M	1												
N	1												

Diagramme de GANTT

Conclusion

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.

Nous pouvons dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation 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.

D'après nos calculs, le temps de réalisation du petit barrage sur l'oued Guergour est estimé à 12 mois.

Conclusion générale

Après avoir analysé et traité tous les données et les résultats obtenus dans le thème d'avant-projet détaillé du petit barrage de Tafraout sur l'oued de Guergour wilaya de MEDEA.

On peut déduire les conclusions suivantes:

Le site étudié présente de bonnes conditions topographiques, géologiques, géotechniques et Hydrologiques.

Le choix de la variante a été fait compte tenu de plusieurs paramètres (géologiques, type des sols) et on a opté pour une digue en terre homogène vu la disponibilité, sur place, des matériaux en quantités et qualité satisfaisantes ajouté à la facilité de réalisation.

On constate que les zones d'emprunts prospectées sont très vastes et recèlent des volumes très importants, bien au-delà des besoins nécessaires pour la réalisation du corps du barrage.

L'ouvrage d'évacuation est implanté en rive droite, ce choix a été dicté par la topographie du site. C'est un évacuateur latéral à entonnement latéral.

La capacité totale de la cuvette de l'ouvrage projeté est de **105323,02 m³** dont **64436,34 m³** de volume utile et **18886 m³** de volume mort.

Le coefficient de rentabilité du projet est de **6,34** ce paramètre est appréciable, pour les retenues collinaire, les normes de ce coefficient sont compris entre 3 et 10, mais généralement ce coefficient est inférieur à 5.

D'autre part, le prix du 1m³ d'eau est de **13 D.A**, ce prix est considéré **très économique pour** une durée de vie de (20) ans de l'ouvrage.

Références Bibliographiques

Bernardo A. R., L. Santos (2004), Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages [1].

DURAND.J (1999) Techniques des petits barrages.

HAGER .W & SCHLEISS.A (2009) Construction hydraulique.

KHATSURIA. R. M (2005) Hydraulics of Spillways and Energy Dissipaters.

LABORDE.J.P (2000) Eléments d'Hydrologie de surface.

ROCHE.M (1963) hydrologie de surface.

ROLLEY. R (1977) Techniques des barrages en aménagement rural.

SCHLEISS.A & POUGATSCH.H (2011) Les barrages.

TOUAIBIA .B & BENLAOUKLI. B (2004) Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.

TOUAIBIA. B (2004) Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.

ANNEXE A

Tableau n° 1 : La pluie de courtes durées de différentes fréquences.

Période de retour	5	10	20	50	100	200	1000	2000	10000
Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0,5	0,1	0,05	0,01
Pmaxj,p(%) (mm)	35,50	42,80	49,80	59,20	66,40	73,70	91,50	99,50	119,00
T(h)	Pmaxj, p%	Pmaxj,p %							
0,5	9,52	11,48	13,35	15,87	17,81	19,76	24,54	26,68	31,91
1	12,05	14,53	16,90	20,09	22,54	25,01	31,06	33,77	40,39
2	15,25	18,39	21,39	25,43	28,53	31,66	39,31	42,75	51,12
2,13	15,58	18,79	21,86	25,98	29,14	32,35	40,16	43,67	52,23
3	17,51	21,11	24,56	29,19	32,74	36,34	45,12	49,07	58,68
4	19,30	23,27	27,08	32,19	36,11	40,08	49,76	54,11	64,71
5	20,83	25,11	29,22	34,73	38,95	43,24	53,68	58,37	69,81
6	22,16	26,71	31,08	36,95	41,44	46,00	57,11	62,10	74,28
7	23,35	28,15	32,76	38,94	43,67	48,48	60,18	65,45	78,27
8	24,43	29,46	34,28	40,75	45,70	50,73	62,98	68,49	81,91
9	25,43	30,66	35,68	42,41	47,57	52,80	65,55	71,28	85,25
10	26,36	31,78	36,98	43,96	49,31	54,73	67,94	73,88	88,36
11	27,23	32,83	38,20	45,41	50,93	56,53	70,18	76,32	91,27
12	28,05	33,81	39,34	46,77	52,46	58,23	72,29	78,61	94,01
13	28,82	34,75	40,43	48,06	53,91	59,83	74,28	80,78	96,61
14	29,56	35,63	41,46	49,29	55,28	61,36	76,18	82,84	99,07
15	30,26	36,48	42,45	50,46	56,59	62,82	77,99	84,81	101,43
16	30,93	37,29	43,39	51,58	57,85	64,21	79,72	86,69	103,68
17	31,57	38,06	44,29	52,65	59,05	65,55	81,38	88,49	105,83
18	32,19	38,81	45,16	53,68	60,21	66,83	82,97	90,23	107,91
19	32,79	39,53	46,00	54,68	61,33	68,07	84,51	91,90	109,91
20	33,37	40,23	46,81	55,64	62,41	69,27	86,00	93,52	111,85
21	33,92	40,90	47,59	56,57	63,45	70,43	87,44	95,08	113,72
22	34,47	41,55	48,35	57,47	64,46	71,55	88,83	96,60	115,53
23	34,99	42,19	49,08	58,35	65,45	72,64	90,19	98,07	117,29
24	35,50	42,80	49,80	59,20	66,40	73,70	91,50	99,50	119,00

Tableau n° 2 : Intensités de La pluie de courtes durées.

periode de retour	5	10	20	50	100	200	1000	2000	10000
Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0,5	0,1	0,05	0,01
Pmaxj,p(%) (mm)	19,04	22,95	26,71	31,75	35,61	39,53	49,07	53,36	63,82
T(h)	I0(mm/h)								
0,5	19,04	22,95	26,71	31,75	35,61	39,53	49,07	53,36	63,82
1	12,05	14,53	16,90	20,09	22,54	25,01	31,06	33,77	40,39
2	7,63	9,19	10,70	12,72	14,26	15,83	19,65	21,37	25,56
2,13	7,32	8,82	10,26	12,20	13,68	15,19	18,85	20,50	24,52
3	5,84	7,04	8,19	9,73	10,91	12,11	15,04	16,36	19,56
4	4,83	5,82	6,77	8,05	9,03	10,02	12,44	13,53	16,18
5	4,17	5,02	5,84	6,95	7,79	8,65	10,74	11,67	13,96
6	3,69	4,45	5,18	6,16	6,91	7,67	9,52	10,35	12,38
7	3,34	4,02	4,68	5,56	6,24	6,93	8,60	9,35	11,18
8	3,05	3,68	4,28	5,09	5,71	6,34	7,87	8,56	10,24
9	2,83	3,41	3,96	4,71	5,29	5,87	7,28	7,92	9,47
10	2,64	3,18	3,70	4,40	4,93	5,47	6,79	7,39	8,84
11	2,48	2,98	3,47	4,13	4,63	5,14	6,38	6,94	8,30
12	2,34	2,82	3,28	3,90	4,37	4,85	6,02	6,55	7,83
13	2,22	2,67	3,11	3,70	4,15	4,60	5,71	6,21	7,43
14	2,11	2,55	2,96	3,52	3,95	4,38	5,44	5,92	7,08
15	2,02	2,43	2,83	3,36	3,77	4,19	5,20	5,65	6,76
16	1,93	2,33	2,71	3,22	3,62	4,01	4,98	5,42	6,48
17	1,86	2,24	2,61	3,10	3,47	3,86	4,79	5,21	6,23
18	1,79	2,16	2,51	2,98	3,35	3,71	4,61	5,01	6,00
19	1,73	2,08	2,42	2,88	3,23	3,58	4,45	4,84	5,78
20	1,67	2,01	2,34	2,78	3,12	3,46	4,30	4,68	5,59
21	1,62	1,95	2,27	2,69	3,02	3,35	4,16	4,53	5,42
22	1,57	1,89	2,20	2,61	2,93	3,25	4,04	4,39	5,25
23	1,52	1,83	2,13	2,54	2,85	3,16	3,92	4,26	5,10
24	1,48	1,78	2,08	2,47	2,77	3,07	3,81	4,15	4,96

Tableau n° 3 : Hydrogramme d'entree et les hydrogrammes de sortie.

hydrogramme d'entée			hydrogramme de sortie (Q laminé m3/s)							
			Hd=2,56	Hd=2,11	Hd=1,83	Hd=1,61	Hd=1,48	Hd=1,34	Hd=1,23	Hd=1,15
temp(h)	debit I	I1+I2	B=4 m	B=6 m	B=8 m	B=10 m	B=12 m	B=14 m	B=16 m	B=18 m
0	0	0,26	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,15	0,26	1,32	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,04	0,04	0,04
0,3	1,06	3,44	0,10	0,13	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,25
0,45	2,38	6,62	0,30	0,40	0,48	0,54	0,61	0,66	0,71	0,75
0,6	4,24	10,86	0,69	0,89	1,06	1,20	1,34	1,44	1,54	1,62
0,75	6,62	16,16	1,29	1,66	1,97	2,22	2,47	2,64	2,81	2,96
0,9	9,54	22,52	2,17	2,77	3,27	3,65	4,07	4,31	4,57	4,80
1,05	12,98	29,94	3,35	4,25	5,00	5,55	6,19	6,52	6,86	7,22
1,2	16,96	38,42	4,89	6,15	7,22	7,97	8,89	9,31	9,74	10,25
1,35	21,46	47,95	6,80	8,52	9,97	10,94	12,23	12,72	13,23	13,94
1,5	26,49	58,55	9,15	11,40	13,30	14,52	16,23	16,79	17,36	18,30
1,65	32,06	70,21	11,96	14,82	17,25	18,74	20,93	21,54	22,16	23,34
1,8	38,15	82,92	15,26	18,82	21,86	23,62	26,35	26,99	27,64	29,07
1,95	44,77	98,19	19,11	23,45	27,15	29,18	32,48	33,12	33,78	35,46
2,13	53,42	103,89	23,65	28,89	33,37	35,69	39,64	40,28	40,94	42,92
2,25	50,47	97,4	28,07	33,95	38,87	41,24	45,23	45,77	46,32	48,10
2,4	46,93	90,49	31,37	37,28	41,87	43,86	46,85	47,18	47,51	48,45
2,55	43,56	83,92	33,62	39,11	42,92	44,35	46,10	46,25	46,38	46,58
2,7	40,36	77,68	35,00	39,77	42,62	43,50	44,18	44,20	44,19	43,93
2,85	37,32	71,76	35,63	39,55	41,45	41,87	41,74	41,68	41,59	41,07
3	34,44	66,14	35,67	38,71	39,75	39,79	39,12	39,00	38,86	38,22
3,15	31,7	60,82	35,24	37,41	37,73	37,49	36,47	36,32	36,15	35,46
3,3	29,12	55,8	34,44	35,82	35,55	35,11	33,88	33,71	33,52	32,81

Tableau n° 3 : Hydrogramme d'entrer et les hydrogrammes de sortie (Suite).

3,45	26,68	51,06	33,37	34,04	33,31	32,73	31,38	31,19	30,99	30,29
3,6	24,38	46,6	32,09	32,15	31,07	30,39	28,99	28,79	28,58	27,91
3,75	22,22	42,41	30,67	30,21	28,87	28,13	26,71	26,51	26,30	25,65
3,9	20,19	38,48	29,16	28,26	26,74	25,96	24,56	24,36	24,14	23,52
4,05	18,29	34,8	27,58	26,33	24,70	23,89	22,53	22,32	22,10	21,52
4,2	16,51	31,36	25,98	24,45	22,74	21,92	20,61	20,40	20,18	19,63
4,35	14,85	28,15	24,38	22,62	20,88	20,06	18,81	18,60	18,37	17,86
4,5	13,3	25,17	22,80	20,87	19,11	18,31	17,11	16,90	16,68	16,19
4,65	11,87	22,41	21,25	19,19	17,45	16,66	15,53	15,32	15,09	14,64
4,8	10,54	19,86	19,74	17,59	15,88	15,11	14,04	13,83	13,61	13,19
4,95	9,32	17,51	18,28	16,08	14,41	13,67	12,66	12,45	12,23	11,84
5,1	8,19	15,35	16,87	14,65	13,04	12,31	11,37	11,16	10,95	10,59
5,25	7,16	13,38	15,53	13,31	11,75	11,05	10,17	9,97	9,76	9,42
5,4	6,22	11,58	14,26	12,04	10,55	9,88	9,06	8,86	8,66	8,35
5,55	5,36	9,95	13,04	10,87	9,44	8,80	8,04	7,84	7,64	7,36
5,7	4,59	8,49	11,90	9,77	8,41	7,80	7,09	6,90	6,71	6,45
5,85	3,9	7,18	10,83	8,75	7,47	6,88	6,23	6,04	5,86	5,63
6	3,28	6,01	9,82	7,80	6,59	6,04	5,44	5,26	5,08	4,87
6,15	2,73	4,97	8,88	6,93	5,79	5,27	4,72	4,55	4,38	4,19
6,3	2,24	4,06	8,00	6,13	5,07	4,57	4,07	3,91	3,75	3,58
6,45	1,82	3,27	7,19	5,40	4,40	3,94	3,48	3,33	3,18	3,02
6,6	1,45	2,59	6,44	4,73	3,80	3,37	2,96	2,81	2,67	2,53
6,75	1,14	2,01	5,75	4,13	3,26	2,86	2,49	2,35	2,22	2,10
6,9	0,87	1,52	5,12	3,58	2,78	2,41	2,08	1,95	1,82	1,72
7,05	0,65	1,12	4,54	3,09	2,35	2,01	1,71	1,59	1,48	1,39
7,2	0,47	0,8	4,01	2,65	1,98	1,66	1,39	1,29	1,18	1,10
7,35	0,33	0,55	3,54	2,26	1,65	1,36	1,12	1,02	0,93	0,86

Tableau n° 3 : hydrogramme d'entrer et les hydrogrammes de sortie (Fin).

7,5	0,22	0,35	3,11	1,92	1,36	1,10	0,89	0,80	0,72	0,66
7,65	0,13	0,21	2,73	1,62	1,11	0,88	0,70	0,62	0,55	0,50
7,8	0,08	0,12	2,39	1,36	0,90	0,70	0,54	0,47	0,41	0,37
7,95	0,04	0,06	2,08	1,14	0,73	0,55	0,41	0,35	0,30	0,26
8,1	0,02	0,02	1,82	0,95	0,59	0,42	0,31	0,26	0,21	0,19
8,25	0	0	1,59	0,79	0,47	0,33	0,23	0,19	0,15	0,13
8,4	0	0	1,38	0,66	0,37	0,25	0,17	0,13	0,10	0,08
8,56	0	0	1,20	0,55	0,30	0,19	0,12	0,09	0,07	0,06

ANNEXE B

Calcul de stabilité pour le cas de fin construction (talus amont R=22.77 m)

N° tranche	b	h1	h2	h3	sin α	cos α	G1	G2	G3	T=G.sin α	N=G.cos α	dl	C.dl	N.tg ϕ	Pi	(N-Pi).tg ϕ	a.G.d
-5	1,81	0,27	0	0	-0,5	0,87	10,59	0,00	0,00	-5,29	9,17	2,09	87,78	3,77	0,00	3,77	37,65
-4	2,28	1,18	1,55	0	-0,4	0,92	46,27	59,02	0,00	-42,12	96,50	2,49	107,31	35,80	0,00	35,80	374,42
-3	2,28	2,09	2,4	0	-0,3	0,95	81,96	91,38	0,00	-52,00	165,36	2,39	102,94	61,74	0,00	61,74	616,41
-2	2,28	3	2,99	0	-0,2	0,98	117,65	113,85	0,00	-46,30	226,82	2,33	100,06	85,26	0,00	85,26	823,20
-1	2,28	3,91	3,34	0	-0,1	0,99	153,33	127,17	0,00	-28,05	279,10	2,29	98,35	105,69	0,00	105,69	997,49
0	2,28	4,82	3,45	0	0	1,00	189,02	131,36	0,00	0,00	320,38	2,28	97,66	122,33	0,00	122,33	1139,28
1	2,28	5,73	3,34	0	0,1	0,99	224,71	127,17	0,00	35,19	350,12	2,29	97,93	134,92	0,00	134,92	1251,29
2	2,28	6,64	2,99	0	0,2	0,98	260,39	113,85	0,00	74,85	366,68	2,33	99,18	142,82	0,00	142,82	1330,80
3	2,28	7,56	2,4	0	0,3	0,95	296,47	91,38	0,00	116,36	369,99	2,39	101,54	145,95	0,00	145,95	1379,21
4	2,28	8,47	1,55	0	0,4	0,92	332,16	59,02	0,00	156,47	358,52	2,49	105,25	143,63	0,00	143,63	1391,03
5	2,28	9,38	0,4	0	0,5	0,87	367,85	15,23	0,00	191,54	331,75	2,63	110,79	135,58	0,00	135,58	1362,22
6	2,28	9,18	0	0	0,6	0,80	360,00	0,00	0,00	216,00	288,00	2,85	119,70	118,53	0,00	118,53	1280,17
7	2,28	8,14	0	0	0,7	0,71	319,22	0,00	0,00	223,45	227,97	3,19	134,09	93,82	0,00	93,82	1135,14
8	2,28	6,21	0	0	0,8	0,60	243,53	0,00	0,00	194,83	146,12	3,80	159,60	60,14	0,00	60,14	866,00
9	2,23	2,66	0	0	0,9	0,44	104,31	0,00	0,00	93,88	45,47	5,12	214,87	18,71	0,00	18,71	370,94
sommes										1128,80			1737,05	1408,70		1408,70	14355,26

Fss=	2,79
Fas=	1,79

Calcul de stabilité pour le cas de fin construction (talus amont R=22.94m)

N° tranche	b	h1	h2	h3	sin α	cos α	G1	G2	G3	T=G.sin α	N=G.cos α	dl	C.dl	N.tg ϕ	Pi	(N-Pi).tg ϕ	a.G.d
-4	2,078	0,372	0,431	0	-0,4	0,92	14,68	16,51	0,00	-12,48	28,58	2,27	97,66	10,67	0,00	10,67	110,90
-3	2,29	1,29	1,29	0	-0,3	0,95	50,90	49,42	0,00	-30,09	95,69	2,40	103,40	35,97	0,00	35,97	356,72
-2	2,29	2,207	1,883	0	-0,2	0,98	87,08	72,13	0,00	-31,84	155,99	2,34	100,49	59,08	0,00	59,08	566,16
-1	2,29	3,125	2,231	0	-0,1	0,99	123,30	85,47	0,00	-20,88	207,72	2,31	98,75	79,32	0,00	79,32	742,36
0	2,29	4,043	2,346	0	0	1,00	159,52	89,87	0,00	0,00	249,39	2,29	98,03	96,12	0,00	96,12	886,82
1	2,29	4,96	2,231	0	0,1	0,99	195,70	85,47	0,00	28,12	279,75	2,31	98,26	108,97	0,00	108,97	999,81
2	2,29	5,878	1,883	0	0,2	0,98	231,92	72,13	0,00	60,81	297,91	2,34	99,47	117,48	0,00	117,48	1081,21
3	2,29	6,795	1,29	0	0,3	0,95	268,10	49,42	0,00	95,25	302,89	2,40	101,76	121,24	0,00	121,24	1129,08
4	2,29	7,713	0,423	0	0,4	0,92	304,32	16,20	0,00	128,21	293,76	2,50	105,38	119,82	0,00	119,82	1139,77
5	2,29	7,904	0	0	0,5	0,87	311,85	0,00	0,00	155,93	270,07	2,65	111,25	111,15	0,00	111,15	1108,95
6	2,29	7,306	0	0	0,6	0,80	288,26	0,00	0,00	172,96	230,61	2,87	120,43	94,91	0,00	94,91	1025,05
7	2,29	6,254	0	0	0,7	0,71	246,75	0,00	0,00	172,73	176,22	3,21	134,91	72,52	0,00	72,52	877,45
8	2,29	4,553	0	0	0,8	0,60	179,64	0,00	0,00	143,71	107,78	3,82	160,57	44,36	0,00	44,36	638,80
9	1,807	1,464	0	0	0,9	0,44	57,76	0,00	0,00	51,99	25,18	4,15	174,11	10,36	0,00	10,36	205,40
sommes										914,41			1604,47	1081,97		1081,97	10868,4856

Fss=	2,94
Fas=	1,94

Calcul de stabilité pour le cas de fin construction (talus amont R=23.23m)

N° tranche	b	h1	h2	h3	sin α	cos α	G1	G2	G3	T=G.sin α	N=G.cos α	dl	C.dl	N.tg ϕ	Pi	(N-Pi).tg ϕ	a.G.d
-4	1	0,883	0	0	-0,4	0,92	35,28	0,00	0,00	-14,11	32,34	1,09	45,83	13,31	0,00	13,31	139,85
-3	2,32	1,811	0,869	0	-0,3	0,95	72,37	33,71	0,00	-31,82	101,19	2,44	103,87	39,32	0,00	39,32	420,46
-2	2,32	2,739	1,468	0	-0,2	0,98	109,45	56,95	0,00	-33,28	163,04	2,37	101,24	63,06	0,00	63,06	659,55
-1	2,32	3,667	1,82	0	-0,1	0,99	146,53	70,61	0,00	-21,71	216,05	2,33	99,61	83,83	0,00	83,83	860,66
0	2,32	4,595	1,936	0	0	1,00	183,61	75,11	0,00	0,00	258,72	2,32	98,95	101,03	0,00	101,03	1025,48
1	2,32	5,523	1,82	0	0,1	0,99	220,69	70,61	0,00	29,13	289,84	2,33	99,22	114,19	0,00	114,19	1154,62
2	2,32	6,451	1,468	0	0,2	0,98	257,78	56,95	0,00	62,95	308,37	2,37	100,47	122,87	0,00	122,87	1247,47
3	2,32	7,379	0,869	0	0,3	0,95	294,86	33,71	0,00	98,57	313,44	2,44	102,80	126,67	0,00	126,67	1302,33
4	2,32	8,307	0	0	0,4	0,92	331,94	0,00	0,00	132,78	304,23	2,53	106,46	125,21	0,00	125,21	1315,68
5	2,32	8,068	0	0	0,5	0,87	322,39	0,00	0,00	161,19	279,20	2,68	112,67	114,91	0,00	114,91	1277,82
6	2,32	7,467	0	0	0,6	0,80	298,37	0,00	0,00	179,02	238,70	2,90	121,97	98,24	0,00	98,24	1182,64
7	2,32	6,408	0	0	0,7	0,71	256,06	0,00	0,00	179,24	182,86	3,25	136,63	75,26	0,00	75,26	1014,91
8	2,32	4,697	0	0	0,8	0,60	187,69	0,00	0,00	150,15	112,61	3,87	162,62	46,35	0,00	46,35	743,92
9	1,597	0,95	0	0	0,9	0,44	37,96	0,00	0,00	34,16	16,55	3,66	153,88	6,81	0,00	6,81	150,46
sommes										926,27			1546,22	1131,04		1131,04	12495,8426

Fss=	2,89
Fas=	1,83

Calcul de stabilité pour le cas de fin construction (talus amont R=25.20m)

N° tranche	b	h1	h2	h3	sin α	cos α	G1	G2	G3	T=G.sin α	N=G.cos α	dl	C.dl	N.tg ϕ	Pi	(N-Pi).tg ϕ	a.G.d
-3	6,694	1,072	0	0	-0,3	0,95	46,46	0,00	0,00	-13,94	44,32	7,02	294,72	18,24	0,00	18,24	184,17
-2	2,52	2,454	0,277	0	-0,2	0,98	106,37	11,66	0,00	-23,60	115,64	2,57	108,54	46,76	0,00	46,76	467,80
-1	2,52	3,462	0,66	0	-0,1	0,99	150,06	27,78	0,00	-17,78	176,94	2,53	107,18	70,82	0,00	70,82	704,86
0	2,52	4,47	0,786	0	0	1,00	193,75	33,08	0,00	0,00	226,83	2,52	106,59	90,95	0,00	90,95	899,05
1	2,52	5,478	0,66	0	0,1	0,99	237,44	27,78	0,00	26,52	263,88	2,53	106,92	106,60	0,00	106,60	1051,20
2	2,52	6,486	0,277	0	0,2	0,98	281,13	11,66	0,00	58,56	286,87	2,57	108,23	117,24	0,00	117,24	1160,49
3	2,52	7,12	0	0	0,3	0,95	308,61	0,00	0,00	92,58	294,39	2,64	110,95	121,16	0,00	121,16	1223,20
4	2,52	7,145	0	0	0,4	0,92	309,69	0,00	0,00	123,88	283,84	2,75	115,48	116,82	0,00	116,82	1227,50
5	2,52	6,923	0	0	0,5	0,87	300,07	0,00	0,00	150,04	259,87	2,91	122,21	106,95	0,00	106,95	1189,36
6	2,52	6,269	0	0	0,6	0,80	271,72	0,00	0,00	163,03	217,38	3,15	132,30	89,46	0,00	89,46	1077,00
7	2,52	5,116	0	0	0,7	0,71	221,75	0,00	0,00	155,22	158,36	3,53	148,21	65,17	0,00	65,17	878,92
8	2,52	2,778	0	0	0,8	0,60	120,41	0,00	0,00	96,33	72,25	4,20	176,40	29,73	0,00	29,73	477,26
sommes										810,83			1637,75	979,91		979,91	10540,7992

Fss=	3,23
Fas=	2,13

Calcul de stabilité pour le cas de fin construction (talus amont R=29.41m)

N° tranche	b	h1	h2	h3	sin α	cos α	G1	G2	G3	T=G.sin α	N=G.cos α	dl	C.dl	N.tg φ	Pi	(N-Pi).tg φ	a.G.d
-3	2,982	0	0,521	0	-0,3	0,95	0,00	25,59	0,00	-7,68	24,41	3,13	137,54	8,28	0,00	8,28	131,13
-2	2,94	0,208	1,28	0	-0,2	0,98	10,52	62,88	0,00	-14,68	71,92	3,00	131,25	25,13	0,00	25,13	376,08
-1	2,94	1,384	1,727	0	-0,1	0,99	70,02	84,83	0,00	-15,49	154,08	2,96	127,44	57,29	0,00	57,29	793,43
0	2,94	2,56	1,874	0	0	1,00	129,52	92,05	0,00	0,00	221,57	2,94	126,03	84,52	0,00	84,52	1135,28
1	2,94	3,736	1,727	0	0,1	0,99	189,01	84,83	0,00	27,38	272,47	2,96	126,03	106,02	0,00	106,02	1403,13
2	2,94	4,912	1,28	0	0,2	0,98	248,51	62,88	0,00	62,28	305,09	3,00	127,33	121,10	0,00	121,10	1595,47
3	2,94	6,088	0,521	0	0,3	0,95	308,00	25,59	0,00	100,08	318,23	3,08	129,99	129,20	0,00	129,20	1709,28
4	2,94	6,685	0	0	0,4	0,92	338,21	0,00	0,00	135,28	309,97	3,21	134,79	127,57	0,00	127,57	1732,91
5	2,94	6,321	0	0	0,5	0,87	319,79	0,00	0,00	159,90	276,95	3,40	142,65	113,98	0,00	113,98	1638,55
6	2,94	5,614	0	0	0,6	0,80	284,02	0,00	0,00	170,41	227,22	3,68	154,42	93,51	0,00	93,51	1455,28
7	2,94	4,226	0	0	0,7	0,71	213,80	0,00	0,00	149,66	152,69	4,12	172,99	62,84	0,00	62,84	1095,48
8	2,98	2,092	0	0	0,8	0,60	105,84	0,00	0,00	84,67	63,50	4,97	208,53	26,14	0,00	26,14	542,30
sommes										851,82			1719,00	955,57		955,57	13608,3128

Fss=	3,14
Fas=	2,03

Calcul de stabilité pour le cas de fin construction (talus aval R=21.88m)

N° tranche	b	h1	h2	h3	sin α	cos α	G1	G2	G3	T=G.sin α	N=G.cos α	dl	C.dl	N.tg ϕ	Pi	(N-Pi).tg ϕ	a.G.d
-4	2,188	0,00	0,61	1,137	-0,4	0,92	0,00	22,29	47,02	-27,72	63,52	2,39	4,17	47,70	0,00	47,70	245,49
-3	2,188	0,00	1,41	2,1	-0,3	0,95	0,00	51,52	86,84	-41,51	131,99	2,29	4,61	97,28	0,00	97,28	490,08
-2	2,188	1,49	2,00	1,5	-0,2	0,98	56,19	73,01	62,03	-38,24	187,36	2,23	6,47	122,68	0,00	122,68	677,31
-1	2,188	2,37	2,32	1,5	-0,1	0,99	89,12	84,84	62,03	-23,60	234,81	2,20	6,65	149,84	0,00	149,84	835,88
0	2,188	3,24	2,43	1,5	0	1,00	122,01	88,86	62,03	0,00	272,90	2,19	6,68	171,55	0,00	171,55	966,62
1	2,188	4,12	2,32	1,5	0,1	0,99	154,98	84,84	62,03	30,18	300,34	2,20	6,64	187,05	0,00	187,05	1069,15
2	2,188	4,99	1,99	1,5	0,2	0,98	187,94	72,68	62,03	64,53	316,13	2,23	6,56	195,80	0,00	195,80	1142,82
3	2,188	5,87	1,42	1,5	0,3	0,95	220,87	51,96	62,03	100,46	319,44	2,29	6,45	197,31	0,00	197,31	1186,08
4	2,188	6,74	0,61	1,5	0,4	0,92	253,80	22,11	62,03	135,17	309,72	2,39	6,27	191,24	0,00	191,24	1196,97
5	2,188	7,62	0,00	1	0,5	0,87	286,73	0,00	41,35	164,04	284,13	2,53	6,70	171,06	0,00	171,06	1162,07
6	2,188	8,05	0,00	0	0,6	0,80	302,95	0,00	0,00	181,77	242,36	2,74	8,21	137,62	0,00	137,62	1073,05
7	2,188	7,05	0,00	0	0,7	0,71	265,20	0,00	0,00	185,64	189,39	3,06	9,19	107,55	0,00	107,55	939,35
8	2,188	5,31	0,00	0	0,8	0,60	199,91	0,00	0,00	159,93	119,95	3,65	10,94	68,11	0,00	68,11	708,08
9	2,00	2,15	0,00	0	0,9	0,44	80,87	0,00	0,00	72,79	35,25	4,58	13,74	20,02	0,00	20,02	286,46
sommes										963,44			103,27	1864,82		1864,82	11979,42

Fss=	2,04
Fas=	1,30

Calcul de stabilité pour le cas de fin construction (talus aval R=29.94m)

N° tranche	b	h1	h2	h3	sin α	cos α	G1	G2	G3	T=G.sin α	N=G.cos α	dl	C.dl	N.tg ϕ	Pi	(N-Pi).tg ϕ	a.G.d
-4	2,078	0	0,431	0	-0,4	0,92	0,00	21,55	0,00	-8,62	19,75	2,27	11,34	11,16	0,00	11,16	76,63
-3	2,99	0	1,29	1,217	-0,3	0,95	0,00	64,50	68,86	-40,01	127,22	3,14	8,07	89,89	0,00	89,89	474,23
-2	2,99	0	1,883	2,208	-0,2	0,98	0,00	94,15	124,94	-43,82	214,66	3,06	7,03	154,84	0,00	154,84	779,07
-1	2,99	1,625	2,231	1,5	-0,1	0,99	83,68	111,55	84,88	-28,01	278,70	3,01	9,01	180,86	0,00	180,86	996,04
0	2,99	2,543	2,346	1,5	0	1,00	130,95	117,30	84,88	0,00	333,12	2,99	9,07	211,86	0,00	211,86	1184,59
1	2,99	3,46	2,231	1,5	0,1	0,99	178,17	111,55	84,88	37,46	372,72	3,01	9,01	234,25	0,00	234,25	1332,06
2	2,99	4,378	1,883	1,5	0,2	0,98	225,45	94,15	84,88	80,89	396,30	3,06	8,88	247,34	0,00	247,34	1438,29
3	2,99	5,296	1,29	1,5	0,3	0,95	272,72	64,50	84,88	126,63	402,65	3,14	8,67	250,44	0,00	250,44	1500,96
4	2,99	6,219	0,423	1,5	0,4	0,92	320,25	21,15	84,88	170,51	390,69	3,27	8,33	242,90	0,00	242,90	1515,83
5	2,99	7,131	0	0,773	0,5	0,87	367,21	0,00	43,74	205,48	355,89	3,46	9,36	212,37	0,00	212,37	1461,34
6	2,99	7,306	0	0	0,6	0,80	376,22	0,00	0,00	225,73	300,98	3,74	11,23	170,91	0,00	170,91	1337,85
7	2,99	6,254	0	0	0,7	0,71	322,05	0,00	0,00	225,44	229,99	4,19	12,58	130,60	0,00	130,60	1145,21
8	2,99	4,553	0	0	0,8	0,60	234,46	0,00	0,00	187,57	140,67	4,99	14,97	79,88	0,00	79,88	833,73
9	1,807	1,464	0	0	0,9	0,44	75,39	0,00	0,00	67,85	32,86	4,15	12,44	18,66	0,00	18,66	268,08
sommes										1207,10			139,98	2235,96		2235,96	14343,9267

Fss=	1,97
Fas=	1,41

Calcul de stabilité pour le cas de fin construction (talus aval R= 23.23m)

N° tranche	b	h1	h2	h3	sin α	cos α	G1	G2	G3	T=G.sin α	N=G.cos α	dl	C.dl	N.tg ϕ	Pi	(N-Pi).tg ϕ	a.G.d
-4	1	0	0	0,896	-0,4	0,92	0,00	0,00	39,34	-15,74	36,06	1,09	0,00	30,26	0,00	30,26	155,64
-3	2,32	0	0,869	1,886	-0,3	0,95	0,00	33,71	82,81	-34,96	111,16	2,44	3,84	84,46	0,00	84,46	460,98
-2	2,32	1,119	1,468	1,5	-0,2	0,98	44,71	56,95	65,86	-33,51	164,15	2,37	6,21	110,56	0,00	110,56	662,75
-1	2,32	2,047	1,82	1,5	-0,1	0,99	81,80	70,61	65,86	-21,83	217,18	2,33	6,63	140,90	0,00	140,90	863,48
0	2,32	3,095	1,936	1,5	0	1,00	123,67	75,11	65,86	0,00	264,65	2,32	6,75	167,94	0,00	167,94	1046,95
1	2,32	3,903	1,82	1,5	0,1	0,99	155,96	70,61	65,86	29,24	290,97	2,33	6,73	182,81	0,00	182,81	1156,87
2	2,32	4,831	1,468	1,5	0,2	0,98	193,04	56,95	65,86	63,17	309,48	2,37	6,64	193,09	0,00	193,09	1249,54
3	2,32	5,759	0,869	1,5	0,3	0,95	230,12	33,71	65,86	98,91	314,52	2,44	6,48	195,55	0,00	195,55	1304,30
4	2,32	6,687	0	1,5	0,4	0,92	267,21	0,00	65,86	133,23	305,26	2,53	6,21	189,72	0,00	189,72	1317,62
5	2,32	7,948	0	0	0,5	0,87	317,59	0,00	0,00	158,80	275,04	2,68	8,05	156,18	0,00	156,18	1256,40
6	2,32	7,347	0	0	0,6	0,80	293,58	0,00	0,00	176,15	234,86	2,90	8,71	133,37	0,00	133,37	1161,40
7	2,32	6,288	0	0	0,7	0,71	251,26	0,00	0,00	175,88	179,44	3,25	9,76	101,89	0,00	101,89	993,99
8	2,32	4,577	0	0	0,8	0,60	182,89	0,00	0,00	146,31	109,74	3,87	11,62	62,31	0,00	62,31	723,52
9	1,597	0,95	0	0	0,9	0,44	37,96	0,00	0,00	34,16	16,55	3,66	10,99	9,40	0,00	9,40	150,17
sommes										909,83			98,60	1758,43		1758,43	12503,6176

Fss=	2,04
Fas=	1,28

Calcul de stabilité pour le cas de fin construction (talus aval R=25.61 m)

N° tranche	b	h1	h2	h3	sin α	cos α	G1	G2	G3	T=G.sin α	N=G.cos α	dl	C.dl	N.tg ϕ	Pi	(N-Pi).tg ϕ	a.G.d
-2	3,82	0	0,657	1,011	-0,2	0,98	0,00	28,09	48,93	-15,40	75,47	3,90	7,68	55,78	0,00	55,78	348,30
-1	2,56	0	1,046	2,191	-0,1	0,99	0,00	44,73	106,03	-15,08	150,01	2,57	4,16	113,68	0,00	113,68	681,75
0	2,56	1,715	1,174	1,5	0	1,00	75,53	50,20	72,59	0,00	198,33	2,56	6,43	132,17	0,00	132,17	896,84
1	2,56	2,739	1,046	1,5	0,1	0,99	120,63	44,73	72,59	23,80	236,76	2,57	6,55	153,91	0,00	153,91	1076,03
2	2,56	3,763	0,657	1,5	0,2	0,98	165,73	28,09	72,59	53,28	261,04	2,61	6,43	167,45	0,00	167,45	1204,75
3	2,56	4,787	0	1,5	0,3	0,95	210,83	0,00	72,59	85,03	270,37	2,68	6,13	172,31	0,00	172,31	1281,64
4	2,56	5,811	0	0,538	0,4	0,92	255,93	0,00	26,04	112,79	258,43	2,79	7,67	153,22	0,00	153,22	1275,05
5	2,56	6,08	0	0	0,5	0,87	267,78	0,00	0,00	133,89	231,90	2,96	8,87	131,69	0,00	131,69	1210,89
6	2,56	5,415	0	0	0,6	0,80	238,49	0,00	0,00	143,09	190,79	3,20	9,60	108,34	0,00	108,34	1078,45
7	2,56	4,242	0	0	0,7	0,71	186,83	0,00	0,00	130,78	133,42	3,59	10,76	75,76	0,00	75,76	844,83
8	3,21	2,345	0	0	0,8	0,60	103,28	0,00	0,00	82,62	61,97	5,35	16,06	35,19	0,00	35,19	467,03
sommes										734,80			90,34	1299,50		1299,50	10365,5552

Fss=	1,89
Fas=	1,22

Calcul de stabilité pour le cas de fin construction (talus aval R=27.80 m)

N° tranche	b	h1	h2	h3	sin α	cos α	G1	G2	G3	T=G.sin α	N=G.cos α	dl	C.dl	N.tg ϕ	Pi	(N-Pi).tg ϕ	a.G.d
-3	1,887	0	0,37	0,731	-0,3	0,95	0,00	17,18	38,40	-16,67	53,02	1,98	3,32	40,00	0,00	40,00	270,67
-2	2,78	0	0,88	2,122	-0,2	0,98	0,00	40,85	111,48	-30,47	149,25	2,84	4,16	114,27	0,00	114,27	741,86
-1	2,78	1,445	1,303	1,5	-0,1	0,99	69,09	60,49	78,80	-20,84	207,33	2,79	7,14	138,84	0,00	138,84	1014,80
0	2,78	2,557	1,442	1,5	0	1,00	122,25	66,94	78,80	0,00	268,00	2,78	7,52	173,37	0,00	173,37	1305,14
1	2,78	3,669	1,303	1,5	0,1	0,99	175,42	60,49	78,80	31,47	313,13	2,79	7,56	198,91	0,00	198,91	1532,63
2	2,78	4,781	0,88	1,5	0,2	0,98	228,58	40,85	78,80	69,65	341,20	2,84	7,43	214,58	0,00	214,58	1695,92
3	2,78	5,893	0	1,5	0,3	0,95	281,75	0,00	78,80	108,17	343,95	2,91	6,97	215,70	0,00	215,70	1755,90
4	2,78	7,005	0	0,621	0,4	0,92	334,91	0,00	32,63	147,02	336,86	3,03	8,36	199,39	0,00	199,39	1789,92
5	2,78	7,334	0	0	0,5	0,87	350,64	0,00	0,00	175,32	303,67	3,21	9,63	172,44	0,00	172,44	1707,64
6	2,78	6,611	0	0	0,6	0,80	316,08	0,00	0,00	189,65	252,86	3,47	10,42	143,59	0,00	143,59	1539,30
7	2,78	5,335	0	0	0,7	0,71	255,07	0,00	0,00	178,55	182,16	3,89	11,68	103,44	0,00	103,44	1242,19
8	2,99	2,38	0	0	0,8	0,60	113,79	0,00	0,00	91,03	68,27	4,98	14,95	38,77	0,00	38,77	554,16
sommes										922,87			99,13	1753,30		1753,30	15150,1324

Fss=	2,01
Fas=	1,26

Calcul de stabilité pour le cas de fonctionnement normal (talus aval R=21.88 m)

N° tranche	b	h1	h2	h3	sin α	cos α	G1	G2	G3	T=G.sin α	N=G.cos α	dl	C.dl	N.tg ϕ	Pi	(N-Pi).tg ϕ	a.G.d
-4	2,188	0,00	0,61	1,137	-0,4	0,92	0,00	22,82	48,01	-28,33	64,92	2,39	36,68	37,91	23,04	13,96	250,90
-3	2,188	0,00	1,41	2,1	-0,3	0,95	0,00	52,75	88,68	-42,43	134,92	2,29	40,54	76,30	43,00	31,61	500,96
-2	2,188	1,49	2,00	1,5	-0,2	0,98	56,19	74,75	63,34	-38,86	190,36	2,23	67,39	90,95	37,13	38,64	688,16
-1	2,188	2,37	2,32	1,5	-0,1	0,99	89,12	86,88	63,34	-23,93	238,14	2,20	71,63	109,93	38,88	48,09	847,73
0	2,188	3,24	2,43	1,5	0	1,00	122,01	90,99	63,34	0,00	276,34	2,19	74,17	125,42	39,47	55,20	978,81
1	2,188	4,12	2,32	1,5	0,1	0,99	154,98	86,88	63,34	30,52	303,67	2,20	76,20	136,90	38,88	59,22	1081,00
2	2,188	4,99	1,99	1,5	0,2	0,98	187,94	74,42	63,34	65,14	319,12	2,23	78,25	143,97	37,06	59,55	1153,64
3	2,188	5,87	1,42	1,5	0,3	0,95	220,87	53,20	63,34	101,23	321,88	2,29	80,64	146,23	33,82	55,68	1195,13
4	2,188	6,74	0,61	1,5	0,4	0,92	253,80	22,64	63,34	135,91	311,41	2,39	83,60	143,42	28,84	47,19	1203,50
5	2,188	7,62	0,00	1	0,5	0,87	286,73	0,00	42,23	164,48	284,89	2,53	93,80	127,80	17,02	30,89	1165,17
6	2,188	8,05	0,00	0	0,6	0,80	302,95	0,00	0,00	181,77	242,36	2,74	114,87	99,75	0,00	9,13	1073,05
7	2,188	7,05	0,00	0	0,7	0,71	265,20	0,00	0,00	185,64	189,39	3,06	128,68	77,95	0,00	-10,91	939,35
8	2,188	5,31	0,00	0	0,8	0,60	199,91	0,00	0,00	159,93	119,95	3,65	153,16	49,36	0,00	-30,36	708,08
9	2,00	2,15	0,00	0	0,9	0,44	80,87	0,00	0,00	72,79	35,25	4,58	192,42	14,51	0,00	-26,01	286,46
sommes										963,85			1292,02	1380,39		381,89	12071,94

Fss=	1,74
Fas=	1,10

Calcul de stabilité pour le cas de fonctionnement normal (talus aval R=29.94 m)

N° tranche	b	h1	h2	h3	sin α	cos α	G1	G2	G3	T=G.sin α	N=G.cos α	dl	C.dl	N.tg ϕ	Pi	(N-Pi).tg ϕ	a.G.d
-4	2,078	0	0,431	0	-0,4	0,92	0,00	22,07	0,00	-8,83	20,22	2,27	99,76	6,86	3,19	3,54	78,46
-3	2,99	0	1,29	1,217	-0,3	0,95	0,00	66,04	70,32	-40,91	130,08	3,14	71,06	68,33	38,94	27,86	484,91
-2	2,99	0	1,883	2,208	-0,2	0,98	0,00	96,40	127,58	-44,80	219,46	3,06	61,88	119,56	64,23	52,80	796,49
-1	2,99	1,625	2,231	1,5	-0,1	0,99	83,68	114,22	86,67	-28,46	283,14	3,01	93,49	133,18	52,31	78,82	1011,93
0	2,99	2,543	2,346	1,5	0	1,00	130,95	120,11	86,67	0,00	337,73	2,99	98,42	155,31	53,17	100,05	1200,97
1	2,99	3,46	2,231	1,5	0,1	0,99	178,17	114,22	86,67	37,91	377,16	3,01	101,88	171,88	52,31	117,51	1347,95
2	2,99	4,378	1,883	1,5	0,2	0,98	225,45	96,40	86,67	81,70	400,27	3,06	105,02	182,40	49,65	130,80	1452,70
3	2,99	5,296	1,29	1,5	0,3	0,95	272,72	66,04	86,67	127,63	405,84	3,14	108,36	186,32	44,93	139,63	1512,84
4	2,99	6,219	0,423	1,5	0,4	0,92	320,25	21,66	86,67	171,43	392,80	3,27	112,26	183,15	37,52	144,15	1524,02
5	2,99	7,131	0	0,773	0,5	0,87	367,21	0,00	44,67	205,94	356,70	3,46	131,00	157,97	18,00	139,25	1464,64
6	2,99	7,306	0	0	0,6	0,80	376,22	0,00	0,00	225,73	300,98	3,74	157,18	123,87	0,00	123,87	1337,85
7	2,99	6,254	0	0	0,7	0,71	322,05	0,00	0,00	225,44	229,99	4,19	176,08	94,65	0,00	94,65	1145,21
8	2,99	4,553	0	0	0,8	0,60	234,46	0,00	0,00	187,57	140,67	4,99	209,57	57,90	0,00	57,90	833,73
9	1,807	1,464	0	0	0,9	0,44	75,39	0,00	0,00	67,85	32,86	4,15	174,11	13,52	0,00	13,52	268,08
sommes										1208,21			1700,07	1654,90		1224,37	14459,7841

Fss=	2,42
Fas=	1,73

Calcul de stabilité pour le cas de fonctionnement normal (talus aval R=23.23m)

N° tranche	b	h1	h2	h3	sin α	cos α	G1	G2	G3	T=G.sin α	N=G.cos α	dl	C.dl	N.tg ϕ	Pi	(N-Pi).tg ϕ	a.G.d
-4	1	0	0	0,896	-0,4	0,92	0,00	0,00	40,17	-16,07	36,82	1,09	0,00	25,78	6,59	18,94	158,93
-3	2,32	0	0,869	1,886	-0,3	0,95	0,00	34,52	84,56	-35,73	113,60	2,44	33,80	67,65	37,85	28,31	471,11
-2	2,32	1,119	1,468	1,5	-0,2	0,98	44,71	58,32	67,26	-34,06	166,85	2,37	64,74	83,55	35,32	46,84	673,67
-1	2,32	2,047	1,82	1,5	-0,1	0,99	81,80	72,30	67,26	-22,14	220,25	2,33	72,24	104,75	37,46	65,81	875,68
0	2,32	3,095	1,936	1,5	0	1,00	123,67	76,91	67,26	0,00	267,84	2,32	76,54	124,07	38,15	84,42	1059,58
1	2,32	3,903	1,82	1,5	0,1	0,99	155,96	72,30	67,26	29,55	294,04	2,33	78,88	135,11	37,46	96,18	1169,07
2	2,32	4,831	1,468	1,5	0,2	0,98	193,04	58,32	67,26	63,72	312,18	2,37	81,33	143,36	35,32	106,65	1260,45
3	2,32	5,759	0,869	1,5	0,3	0,95	230,12	34,52	67,26	99,57	316,62	2,44	83,93	146,44	31,52	113,68	1313,01
4	2,32	6,687	0	1,5	0,4	0,92	267,21	0,00	67,26	133,79	306,54	2,53	86,96	143,95	25,62	117,33	1323,13
5	2,32	7,948	0	0	0,5	0,87	317,59	0,00	0,00	158,80	275,04	2,68	112,67	113,20	0,00	113,20	1256,40
6	2,32	7,347	0	0	0,6	0,80	293,58	0,00	0,00	176,15	234,86	2,90	121,97	96,66	0,00	96,66	1161,40
7	2,32	6,288	0	0	0,7	0,71	251,26	0,00	0,00	175,88	179,44	3,25	136,63	73,85	0,00	73,85	993,99
8	2,32	4,577	0	0	0,8	0,60	182,89	0,00	0,00	146,31	109,74	3,87	162,62	45,16	0,00	45,16	723,52
9	1,597	0,95	0	0	0,9	0,44	37,96	0,00	0,00	34,16	16,55	3,66	153,88	6,81	0,00	6,81	150,17
sommes										909,95			1266,18	1310,34		1013,85	12590,1267

Fss=	2,51
Fas=	1,57

Calcul de stabilité pour le cas de fonctionnement normal (talus aval R=25.61)

N° tranche	b	h1	h2	h3	sin α	cos α	G1	G2	G3	T=G.sin α	N=G.cos α	dl	C.dl	N.tg ϕ	Pi	(N-Pi).tg ϕ	a.G.d
-2	3,82	0	0,657	1,011	-0,2	0,98	0,00	28,77	49,96	-15,75	77,14	3,90	67,57	43,83	34,91	7,55	356,02
-1	2,56	0	1,046	2,191	-0,1	0,99	0,00	45,80	108,28	-15,41	153,31	2,57	36,59	90,89	46,77	42,28	696,74
0	2,56	1,715	1,174	1,5	0	1,00	75,53	51,41	74,13	0,00	201,07	2,56	72,16	100,42	35,69	63,33	909,23
1	2,56	2,739	1,046	1,5	0,1	0,99	120,63	45,80	74,13	24,06	239,36	2,57	78,43	116,50	34,79	80,34	1087,82
2	2,56	3,763	0,657	1,5	0,2	0,98	165,73	28,77	74,13	53,73	263,20	2,61	82,53	127,24	32,01	93,97	1214,74
3	2,56	4,787	0	1,5	0,3	0,95	210,83	0,00	74,13	85,49	271,83	2,68	85,84	132,29	27,13	104,09	1288,59
4	2,56	5,811	0	0,538	0,4	0,92	255,93	0,00	26,59	113,01	258,93	2,79	107,40	113,60	10,13	103,07	1277,54
5	2,56	6,08	0	0	0,5	0,87	267,78	0,00	0,00	133,89	231,90	2,96	124,18	95,44	0,00	95,44	1210,89
6	2,56	5,415	0	0	0,6	0,80	238,49	0,00	0,00	143,09	190,79	3,20	134,43	78,52	0,00	78,52	1078,45
7	2,56	4,242	0	0	0,7	0,71	186,83	0,00	0,00	130,78	133,42	3,59	150,59	54,91	0,00	54,91	844,83
8	3,21	2,345	0	0	0,8	0,60	103,28	0,00	0,00	82,62	61,97	5,35	224,84	25,50	0,00	25,50	467,03
sommes										735,51			1164,56	979,15		749,02	10431,8799

Fss=	2,60
Fas=	1,67

Calcul de stabilité pour le cas de fonctionnement normal (talus aval R=27.80)

N° tranche	b	h1	h2	h3	sin α	cos α	G1	G2	G3	T=G.sin α	N=G.cos α	dl	C.dl	N.tg ϕ	Pi	(N-Pi).tg ϕ	a.G.d
-3	1,887	0	0,37	0,731	-0,3	0,95	0,00	17,59	39,22	-17,04	54,19	1,98	29,25	31,88	12,13	19,28	276,64
-2	2,78	0	0,88	2,122	-0,2	0,98	0,00	41,83	113,84	-31,13	152,53	2,84	36,59	92,00	48,71	41,38	758,11
-1	2,78	1,445	1,303	1,5	-0,1	0,99	69,09	61,94	80,47	-21,15	210,43	2,79	77,62	105,25	40,11	63,57	1029,98
0	2,78	2,557	1,442	1,5	0	1,00	122,25	68,54	80,47	0,00	271,27	2,78	86,36	129,90	41,17	87,12	1321,07
1	2,78	3,669	1,303	1,5	0,1	0,99	175,42	61,94	80,47	31,78	316,23	2,79	91,27	148,79	40,11	107,11	1547,81
2	2,78	4,781	0,88	1,5	0,2	0,98	228,58	41,83	80,47	70,18	343,80	2,84	94,89	161,28	36,82	123,02	1708,81
3	2,78	5,893	0	1,5	0,3	0,95	281,75	0,00	80,47	108,67	345,54	2,91	97,55	164,37	29,45	133,76	1764,02
4	2,78	7,005	0	0,621	0,4	0,92	334,91	0,00	33,32	147,29	337,49	3,03	117,01	147,71	12,69	134,52	1793,28
5	2,78	7,334	0	0	0,5	0,87	350,64	0,00	0,00	175,32	303,67	3,21	134,81	124,98	0,00	124,98	1707,64
6	2,78	6,611	0	0	0,6	0,80	316,08	0,00	0,00	189,65	252,86	3,47	145,93	104,07	0,00	104,07	1539,30
7	2,78	5,335	0	0	0,7	0,71	255,07	0,00	0,00	178,55	182,16	3,89	163,48	74,97	0,00	74,97	1242,19
8	2,99	2,38	0	0	0,8	0,60	113,79	0,00	0,00	91,03	68,27	4,98	209,30	28,10	0,00	28,10	554,16
sommes										923,14			1284,06	1313,29		1041,86	15243,008

Fss=	2,52
Fas=	1,58

Calcul de stabilité pour le cas de vidange rapide (talus amont R=22.77m)

N° tranche	b	h1	h2	h3	sin α	cos α	G1	G2	G3	T=G.sin α	N=G.cos α	dl	C.dl	N.tg ϕ	Pi	(N-Pi).tg ϕ	a.G.d
-5	1,81	0	0	0,27	-0,5	0,87	0,00	0,00	4,56	-2,28	3,95	2,09	8,36	2,23	0,00	2,23	16,20
-4	2,28	0	1,55	1,18	-0,4	0,92	0,00	25,09	19,91	-18,00	41,24	2,49	11,36	23,32	0,00	23,32	160,02
-3	2,28	0	2,4	2,09	-0,3	0,95	0,00	38,85	35,26	-22,23	70,70	2,39	10,84	39,97	0,00	39,97	263,55
-2	2,28	0	2,99	3	-0,2	0,98	0,00	48,40	50,62	-19,80	97,02	2,33	10,47	54,86	0,00	54,86	352,11
-1	2,28	0	3,34	3,91	-0,1	0,99	0,00	54,07	65,97	-12,00	119,44	2,29	10,22	67,54	0,00	67,54	426,85
0	2,28	0	3,45	4,82	0	1,00	0,00	55,85	81,32	0,00	137,17	2,28	10,07	77,57	0,00	77,57	487,78
1	2,28	0	3,34	5,73	0,1	0,99	0,00	54,07	96,68	15,07	149,99	2,29	10,01	84,82	0,00	84,82	536,05
2	2,28	0	2,99	6,64	0,2	0,98	0,00	48,40	112,03	32,09	157,19	2,33	10,03	88,90	0,00	88,90	570,50
3	2,28	0	2,4	7,56	0,3	0,95	0,00	38,85	127,55	49,92	158,74	2,39	10,14	89,78	0,00	89,78	591,73
4	2,28	0	1,55	8,47	0,4	0,92	0,00	25,09	142,91	67,20	153,97	2,49	10,34	87,10	0,00	87,10	597,40
5	2,28	0,63	0,4	8,747	0,5	0,87	10,34	6,48	147,58	82,20	142,37	2,63	10,47	80,56	0,00	80,56	584,59
6	2,28	3,301	0	5,882	0,6	0,80	54,19	0,00	99,24	92,06	122,74	2,85	10,38	69,54	0,00	69,54	545,60
7	2,28	4,852	0	3,284	0,7	0,71	79,65	0,00	55,41	94,54	96,45	3,19	10,87	54,69	0,00	54,69	480,27
8	2,28	6,39	0	0	0,8	0,60	104,90	0,00	0,00	83,92	62,94	3,80	11,40	35,74	0,00	35,74	373,02
9	2,23	2,64	0	0	0,9	0,44	43,34	0,00	0,00	39,00	18,89	5,12	15,35	10,73	0,00	10,73	154,11
sommes										481,68			160,29	867,35		867,35	6139,774

Fss=	2,13
Fas=	1,37

Calcul de stabilité pour le cas de vidange rapide (talus amont R=22.94m)

N° tranche	b	h1	h2	h3	sin α	cos α	G1	G2	G3	T=G.sin α	N=G.cos α	dl	C.dl	N.tg ϕ	Pi	(N-Pi).tg ϕ	a.G.d
-4	2,078	0	0,431	0	-0,4	0,92	0,00	7,02	0,00	-2,81	6,43	2,27	11,34	3,64	0,00	3,64	24,96
-3	2,29	0	1,29	1,29	-0,3	0,95	0,00	21,01	21,90	-12,87	40,93	2,40	10,82	23,14	0,00	23,14	152,58
-2	2,29	0	1,883	2,207	-0,2	0,98	0,00	30,67	37,46	-13,63	66,75	2,34	10,44	37,75	0,00	37,75	242,28
-1	2,29	0	2,231	3,125	-0,1	0,99	0,00	36,34	53,05	-8,94	88,93	2,31	10,18	50,29	0,00	50,29	317,84
0	2,29	0	2,346	4,043	0	1,00	0,00	38,21	68,63	0,00	106,84	2,29	10,02	60,42	0,00	60,42	379,92
1	2,29	0	2,231	4,96	0,1	0,99	0,00	36,34	84,20	12,05	119,93	2,31	9,94	67,83	0,00	67,83	428,61
2	2,29	0	1,883	5,878	0,2	0,98	0,00	30,67	99,78	26,09	127,81	2,34	9,93	72,29	0,00	72,29	463,87
3	2,29	0	1,29	6,795	0,3	0,95	0,00	21,01	115,34	40,91	130,07	2,40	10,00	73,58	0,00	73,58	484,87
4	2,29	0	0,423	7,713	0,4	0,92	0,00	6,89	130,93	55,13	126,31	2,50	10,14	71,46	0,00	71,46	490,07
5	2,29	0	0	7,904	0,5	0,87	0,00	0,00	134,17	67,08	116,19	2,65	10,60	65,74	0,00	65,74	477,11
6	2,29	0,818	0	0	0,6	0,80	13,51	0,00	0,00	8,11	10,81	2,87	8,60	6,14	0,00	6,14	48,04
7	2,29	3,666	0	0	0,7	0,71	60,55	0,00	0,00	42,38	43,24	3,21	9,64	24,55	0,00	24,55	215,31
8	2,29	4,562	0	0	0,8	0,60	75,35	0,00	0,00	60,28	45,21	3,82	11,47	25,67	0,00	25,67	267,93
9	1,807	1,464	0	0	0,9	0,44	24,18	0,00	0,00	21,76	10,54	4,15	12,44	5,98	0,00	5,98	85,98
sommes										295,54			145,55	588,48		588,48	4079,36828

Fss=	2,48
Fas=	1,55

Calcul de stabilité pour le cas de vidange rapide (talus amont R=23.23m)

N° tranche	b	h1	h2	h3	sin α	cos α	G1	G2	G3	T=G.sin α	N=G.cos α	dl	C.dl	N.tg ϕ	Pi	(N-Pi).tg ϕ	a.G.d
-4	1	0	0	0,883	-0,4	0,92	0,00	0,00	15,18	-6,07	13,91	1,09	4,36	7,87	0,00	7,87	60,17
-3	2,32	0	0,869	1,811	-0,3	0,95	0,00	14,33	31,13	-13,64	43,37	2,44	10,53	24,53	0,00	24,53	180,22
-2	2,32	0	1,468	2,739	-0,2	0,98	0,00	24,21	47,09	-14,26	69,86	2,37	10,31	39,51	0,00	39,51	282,61
-1	2,32	0	1,82	3,667	-0,1	0,99	0,00	30,02	63,04	-9,31	92,60	2,33	10,11	52,37	0,00	52,37	368,86
0	2,32	0	1,936	4,595	0	1,00	0,00	31,93	79,00	0,00	110,93	2,32	9,98	62,74	0,00	62,74	439,68
1	2,32	0	1,82	5,523	0,1	0,99	0,00	30,02	94,95	12,50	124,34	2,33	9,92	70,33	0,00	70,33	495,33
2	2,32	0	1,468	6,451	0,2	0,98	0,00	24,21	110,90	27,02	132,39	2,37	9,92	74,89	0,00	74,89	535,55
3	2,32	0	0,869	7,379	0,3	0,95	0,00	14,33	126,86	42,36	134,69	2,44	10,00	76,19	0,00	76,19	559,63
4	2,32	0	0	8,307	0,4	0,92	0,00	0,00	142,81	57,12	130,89	2,53	10,14	74,05	0,00	74,05	566,05
5	2,32	0,464	0	7,518	0,5	0,87	7,76	0,00	129,25	68,50	118,65	2,68	10,57	67,14	0,00	67,14	543,05
6	2,32	2,949	0	4,536	0,6	0,80	49,33	0,00	77,98	76,39	101,85	2,90	10,47	57,70	0,00	57,70	504,60
7	2,32	4,648	0	1,791	0,7	0,71	77,75	0,00	30,79	75,98	77,51	3,25	10,66	43,97	0,00	43,97	430,20
8	2,32	4,697	0	0	0,8	0,60	78,57	0,00	0,00	62,85	47,14	3,87	11,62	26,77	0,00	26,77	311,41
9	1,597	0,95	0	0	0,9	0,44	15,89	0,00	0,00	14,30	6,93	3,66	10,99	3,93	0,00	3,93	62,98
sommes										393,74			139,60	682,00		682,00	5340,34013

Fss=	2,09
Fas=	1,32

Calcul de stabilité pour le cas de vidange rapide (talus amont R=25.20 m)

N° tranche	b	h1	h2	h3	sin α	cos α	G1	G2	G3	T=G.sin α	N=G.cos α	dl	C.dl	N.tg ϕ	Pi	(N-Pi).tg ϕ	a.G.d
-3	6,694	0	0	1,072	-0,3	0,95	0,00	0,00	19,99	-6,00	19,07	7,02	28,07	10,79	0,00	10,79	79,23
-2	2,52	0	0,277	2,454	-0,2	0,98	0,00	4,96	45,76	-10,14	49,69	2,57	10,55	28,11	0,00	28,11	201,03
-1	2,52	0	0,66	3,462	-0,1	0,99	0,00	11,81	64,56	-7,64	75,99	2,53	10,54	42,98	0,00	42,98	302,69
0	2,52	0	0,786	4,47	0	1,00	0,00	14,06	83,36	0,00	97,42	2,52	10,46	55,11	0,00	55,11	386,13
1	2,52	0	0,66	5,478	0,1	0,99	0,00	11,81	102,15	11,40	113,39	2,53	10,40	64,15	0,00	64,15	451,70
2	2,52	0	0,277	6,486	0,2	0,98	0,00	4,96	120,95	25,18	123,36	2,57	10,39	69,79	0,00	69,79	499,05
3	2,52	0	0	7,12	0,3	0,95	0,00	0,00	132,77	39,83	126,66	2,64	10,57	71,66	0,00	71,66	526,26
4	2,52	0	0	7,145	0,4	0,92	0,00	0,00	133,24	53,30	122,12	2,75	11,00	69,09	0,00	69,09	528,11
5	2,52	0,783	0	6,133	0,5	0,87	14,21	0,00	114,37	64,29	111,35	2,91	11,31	63,02	0,00	63,02	509,62
6	2,52	3,77	0	2,498	0,6	0,80	68,40	0,00	46,58	68,99	91,99	3,15	10,71	52,16	0,00	52,16	455,76
7	2,52	5,116	0	0	0,7	0,71	92,82	0,00	0,00	64,98	66,29	3,53	10,59	37,64	0,00	37,64	367,92
8	2,52	2,778	0	0	0,8	0,60	50,40	0,00	0,00	40,32	30,24	4,20	12,60	17,17	0,00	17,17	199,78
sommes										344,51			147,17	581,68		581,68	4507,28365

Fss=	2,12
Fas=	1,39

Calcul de stabilité pour le cas de vidange rapide (talus amont R=29.41m)

N° tranche	b	h1	h2	h3	sin α	cos α	G1	G2	G3	T=G.sin α	N=G.cos α	dl	C.dl	N.tg ϕ	Pi	(N-Pi).tg ϕ	a.G.d
-3	2,982	0	0,521	0	-0,3	0,95	0,00	10,88	0,00	-3,26	10,38	3,13	15,63	5,87	0,00	5,87	55,75
-2	2,94	0	1,28	0,208	-0,2	0,98	0,00	26,73	4,53	-6,25	30,63	3,00	14,59	17,31	0,00	17,31	160,16
-1	2,94	0	1,727	1,384	-0,1	0,99	0,00	36,07	30,12	-6,62	65,86	2,96	13,47	37,24	0,00	37,24	339,15
0	2,94	0	1,874	2,56	0	1,00	0,00	39,14	55,72	0,00	94,86	2,94	13,01	53,64	0,00	53,64	486,04
1	2,94	0	1,727	3,736	0,1	0,99	0,00	36,07	81,32	11,74	116,80	2,96	12,76	66,06	0,00	66,06	601,46
2	2,94	0	1,28	4,912	0,2	0,98	0,00	26,73	106,92	26,73	130,95	3,00	12,63	74,07	0,00	74,07	684,78
3	2,94	0	0,521	6,088	0,3	0,95	0,00	10,88	132,51	43,02	136,79	3,08	12,58	77,38	0,00	77,38	734,72
4	2,94	0	0	6,685	0,4	0,92	0,00	0,00	145,51	58,20	133,36	3,21	12,84	75,45	0,00	75,45	745,55
5	2,94	0	0	6,321	0,5	0,87	0,00	0,00	137,59	68,79	119,15	3,40	13,59	67,41	0,00	67,41	704,96
6	2,94	1,212	0	4,402	0,6	0,80	25,67	0,00	95,82	72,89	97,19	3,68	13,91	55,03	0,00	55,03	622,46
7	2,94	4,226	0	0	0,7	0,71	89,50	0,00	0,00	62,65	63,91	4,12	12,36	36,29	0,00	36,29	458,57
8	2,98	2,092	0	0	0,8	0,60	44,30	0,00	0,00	35,44	26,58	4,97	14,90	15,09	0,00	15,09	227,01
sommes										363,33			162,25	580,84		580,84	5820,61799

Fss=	2,05
Fas=	1,32