

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 :

**ETUDE DE FAISABILITE DE LA RETENUE COLLINAIRE
MERFEGUE-ES-SEID (W.KHENCHELA)**

PRESENTE PAR :

BENHAMIDA NOUR EL HOUDA

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
B. BENLAOUKLI	M.C.A	Président
S.TOUM	M. C .B	Examineur
M.BOUZIANE	M. A.A	Examineur
M.BOUKHELIFA	M.A.B	Examineur
M.K.MIHOUBI	Professeur	Promoteur

Session - 2015

Remercîment

Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail :

*Ma reconnaissance va plus particulièrement à :
Mon promoteur Mr M.K.MIHOUBI pour avoir contribué à l'élaboration de cette présente thèse et à ma formation durant les années de spécialités.*

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

*Je voudrais aussi remercier l'ensemble des enseignants et tout le personnel de l'E.N.S.H qui ont contribué à ma formation.
Enfin, à tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin, merci beaucoup.*

...

D

JE DÉDIE CE MODESTE TRAVAIL EN
SIGNE DE RECONNAISSANCE :

E

À MA MÈRE POUR TOUT SES SACRIFICES

À MON MEILLEUR AMI ET LA PERSONNE
LA PLUS CHÈRE À MON CŒUR SEDDAM

D

À MA SŒUR MIMI

MES FRÈRES MOAMED, AHMED ET ALI
À TOUTE LA FAMILLE MES TANTES NACERA,
SALIMA, FARIZA, CHERIFA ET BAYA

I

TONTON KAMEL ET DIDOU ZAID

MES COUSINS

NINO, FATMA, NESROU, AMINE,
MOMOH, AYA, CIRINE ET ABOU

C

À MES AMIS

CHRIKTI, IMI, KOUKI, LILI, HICHEM, SABRIN,

A

HADJAR, LAHBIBA, SARAH ET ADEL,
AMEL, MERYEM ET YASER, ASSIA, MERIEM
SCÉNARIO, LATIFA, NARIMANE ET CHUCHOU,

C

RANOUCHE, HASSEN, BOUDIAF, KASSIMOU,
BOB, RABIEA, ANIS, WAHAB, MUSTAPHA,
PATO AMINE, HAMZA, HCHEM, ABDOU,
OUSSAMA, AISSA, SIHEM, ISHAK, RACHID,

E

BENOUNA

...

ملخص:

من اجل تغطية الاحتياجات الزراعية من المياه لمساحة زراعية تقدر ب 10 هكتار في منطقة مرفق السعيد لولاية خنشلة ارتأينا من خلال مذكرة نهاية السنة هذه ان نقوم بدراسة تحقيقية لانجاز سد على واد مرفق السعيد ارتفاعه 8.17 متر و حجمه 0.04 مليون متر مكعب مرورا بدراسة طبوغرافية ، جيولوجية ، هيدرولوجية و كذا دراسة تحديد النموذج المثالي لجسم السد و تجهيزاته الملحقة حيث تحققنا من ثباته و أتمناها بتنظيم الورشة.

Résumé :

Afin de satisfaire les besoins en eau d'irrigation d'un périmètre de 10 ha dans la région de Merfegue-es-Seid située dans la wilaya de Khenchela, le projet du présent mémoire de fin d'études concerne l'étude de faisabilité en vue de la réalisation d'une retenue collinaire en terre homogène sur oued Merfegue-es-seid d'une hauteur de digue de 8.17 m et une capacité de 0.04 millions m³. Cette étude concerne les volets : topographique, géologique, hydrologique, ainsi que l'étude de variantes et ses ouvrages annexes passant un calcul de stabilité de talus de l'ouvrage pour aboutir a l'ordonancement et planning des travaux du chantier

Abstract :

Inorder to cover the necessary quantity of water for irrigation perimeter of 10 hectare, we conducted a study to carry out a small dam on Oued Merfegue-es-Seid with hight of 8.17 m and 0.04 million m³ of volume. We have made by topographical, geological, hydrological and the best alternative variant then we verify it's stability. Finnally we ended by organisation of work shops.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre (I) : Présentation du site et étude topographique

Introduction.....	1
I.1 Situation géographique du site.....	1
I.2 Topographie et la climatologie du site.....	2
I.2.1 Topographie du site	2
I.2.2 Climatologie du site	2
Conclusion	3

Chapitre (II) : Géologique et géotechnique du site

Introduction.....	4
II.1 Etude géologique.....	4
II.1.1 Géologie régionale.....	4
II.1.1.1 Stratigraphie générale.....	4
II.1.1.2 Analyse lithologique régionale.....	4
II.1.2 Géologie du bassin versant.....	5
II.1.3 Matériaux de construction.....	5
II.1.3.1 Localisation des zones d'emprunt.....	5
II.2 Sismicité de la région du site.....	6
II.3 Tectonique.....	6
II.4 Etude géotechnique	7
II.4.1 Programme des travaux de reconnaissance et essais géotechniques	7
II.4.1.1 Prospection géotechnique de terrain	7
II.4.1.2 Site de la retenue collinaire	7
II.4.1.2.1 Fouilles de la reconnaissance.....	7
II.4.1.3 Matériaux de construction de la digue (Zone d'emprunt).....	8
II.4.1.3.1 Fouilles de reconnaissances.....	8
II.4.2 Essais géotechniques au droit de la digue et en zone d'emprunt de la retenue... ..	10
II.4.2.1 Essais au laboratoire.....	10
II.4.2.2 Résultats des essais géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétation	11
II.4.2.2.1 Matériaux de la construction de la digue	11
II.4.2.2.2 Terrains d'assise au droit de la digue.....	13
II.4.3 Interprétation des résultats.....	14
Conclusion.....	14

Chapitre (III) : Etude hydrologique

Introduction.....	16
III.1 Bassin versant.....	16
III.1.1 Caractéristiques générales du bassin versant.....	16
III.1.1.2 Caractéristiques hydro morphologiques.....	17
III.1.1.3 Caractéristiques hydrographiques	20

III.1.1.4	Caractéristiques hydrographiques du bassin versant.....	26
III.1.1.5	Caractéristiques climatiques	30
III.1.2	Etude des précipitations.....	33
III.1.2.1	Précipitations maximales journalières.....	33
III.1.2.2	Ajustement des pluies maximales journalières.....	33
III.1.2.2.1	Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance).....	34
III.1.2.2.2	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normal) (Maximum de vraisemblance)	36
III.1.2.3	Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	38
III.1.3	Etude des apports	41
III.1.3.1	Apport moyen interannuel (A_0).....	42
III.1.3.2	Caractéristiques de l'écoulement.....	43
III.1.3.3	Le coefficient de variation	44
III.1.3.4	Irrégularité des apports.....	45
III.1.3.4.1	Estimation fréquentielle des apports.....	45
III.1.3.4.2	Transport solide.....	47
III.1.4	Etude des crues.....	48
III.1.4.1	Détermination des débits maximaux fréquents par les formules empiriques	48
III.1.4.2	Détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovsky.....	51
III.1.4.3	Choix de la crue de projet.....	54
III.1.4.4	Régularisation de l'écoulement.....	55
III.1.4.5	Détermination de la garantie de la restitution.....	58
III.1.4.5.1	Besoins en eau.....	58
III.1.4.5.2	Calcul du volume utile.....	58
III.1.4.5.3	Régularisation saisonnière	60
III.1.4.5.3.1	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	60
III.1.4.5.3.2	Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes).....	60
III.1.5	Laminage des crues	64
III.1.5.1	procédé de laminage par la méthode de Kotcherine.....	65
III.1.5.1.1	Estimation de la charge au-dessus du déversoir.....	65
III.2	Etude d'optimisation.....	69
III.2.1	Calcul du coût approximatif de la digue.....	69
III.2.1.1	Calcul de la revanche	69
III.2.1.2	Largeur en crête.....	71
III.2.1.3	Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes.....	72
III.2.2	Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues.....	76
III.2.2.1	Coût du déversoir.....	76
III.2.2.2	Coût du canal d'approche.....	77
III.2.3	Coût total du barrage.....	78
	Conclusion.....	79

Chapitre (IV) : Etude des variantes

Introduction.....	80
IV.1 Le choix du type de barrage.....	80
IV.2 Variantes de la digue susceptible à projeter.....	81
IV.2.1 Digue en terre homogène.....	81
IV.2.2 Digue zoné à noyau d'argile.....	82
IV.2.3 Barrage enrochement avec masque en béton en amont.....	83
IV.3 Définition de profil général du barrage.....	83

IV.4. Choix de la variante retenue pour le projet	83
IV.5 Dimensionnement des différents organes d'étanchéité et de drainage.....	84
IV.5.1 Dimensionnement du noyau.....	84
IV.5.2 Dimensionnement des drains.....	85
IV.5.2.1 Drain vertical.....	85
IV.5.2.1 Prisme de drainage.....	85
IV.5.2.2 Tapis drainant.....	86
IV.6 Pentes des talus.....	86
IV.7 Etude Technico-économique.....	87
IV.7.1 Barrage homogène en argile avec drain vertical.....	88
IV.7.2 Barrage zoné a noyau d'argile.....	91
IV.7.3 Digue en enrochement avec masque en béton.....	93
IV.8 Estimation du coût des différentes variantes.....	94
IV.9 Comparaison financière des trois variantes.....	95
Conclusion.....	95
Chapitre (V) : Etude de la variante choisie	
Introduction.....	96
V.1 Conception de la Digue.....	96
V.2 Classification de l'ouvrage.....	97
V.3 Protection des talus	97
V.3.1 Le talus aval.....	97
V.3.2 Le talus amont.....	97
V.3.2.1 Méthode Tennessee-Valley- Authority (TVA).....	98
V.3.2.2 2ème méthode	98
V.4 Dispositif de drainage du remblai	99
V.4.1 Drain vertical	100
V.4.2 Tapis drainant.....	100
V.4.3 Prisme aval de drainage	100
V.5 Calcul des filtres	101
V.5.1 Règles des filtres	101
V.5.2 Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres	102
V.5.3 Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain	104
V.6 Protection de la Crête.....	105
V.6.1 Calcul d'infiltration à travers la digue et la fondation	105
V.6.2 Tracer de la ligne de saturation	105
V.6.2.1 Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques des barrages en terres	105
V.7 Calcul d'infiltration	107
V.7.1 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue	107
V.7.2 Fondation	108
V.7.3 Barrage (digue + fondation)	109
V.7.4 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage.....	109
V.8 Calcul de stabilité.....	111
V.8.1 Conséquences de l'instabilité des talus.....	111
V.8.2 Principe de calcul	112
V.8.3 Méthode grapho-analytique de Felinus.....	112
V.8.4 Détermination de la zone des cercles critique par la méthode Fondéev.....	103
V.8.5 Calcul des forces appliquées à chaque tranche.....	114
V.8.6 Classement des forces.....	115
V.8.6 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de	116

fonctionnement.....	
V.8.6.1 Retenue pleine.....	115
V.8.6.2 Retenue vide (fin de construction).....	115
V.8.6.3 Vidange rapide.....	116
Conclusion	

Chapitre (VI) : ouvrages annexes

Introduction	118
VI.1 Ouvrage d'évacuateur de crues	118
VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue.....	118
VI.1.2 Différents types des évacuateurs de crues.....	118
VI.1.3 Choix de la variante.....	119
VI.1.4 Dimensionnement de l'évacuateur de crue.....	120
VI.1.5 Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues.....	120
VI.2 Dimensionnement hydraulique.....	121
VI.2.1 Canal d'amenée.....	121
VI.2.2 Déversoir.....	122
VI.2.3 Chenal d'écoulement.....	124
VI.2.4 Calcul du convergent.....	125
VI.2.5 Le coursier.....	125
VI.2.6 Bassin de dissipation	129
VI.2.7 Canal de restitution	130
VI.2.8 Calcul des hauteurs des murs bajoyers	131
VI.3 Ouvrages de prise d'eau et de vidange	132
VI.3.1 Choix de l'emplacement.....	133
VI.3.2 Vidange de fond.....	133
VI.3.2.1 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange.....	134
VI.3.2.2 La prise d'eau	136
VI.3.2.2.1 Dimensionnement de la prise d'eau.....	136
Conclusion.....	138

Chapitre (VII) : Organisation de chantier

Introduction.....	139
VII.1 Organisation technique de préparation	139
VII.2 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier.....	139
VII.2.1 Le maître de l'ouvrage.....	139
VII.2.2 Le maître d'œuvre.....	140
VII.2.3. L'entrepreneur	140
VII.3 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise.....	140
VII.3.1 Installations destinées au personnel.....	140
VII.3.2 Installations destinées au stockage des matériaux.....	140
VII.3.3 Installations destinées à la réparation des engins.....	140
VII.3.4 Installation destinée pour la préfabrication.....	140
VII.4 Ordre d'exécution des travaux.....	140
VII.5 Travaux de réalisation.....	141
VII.5.1 Travaux de terrassements.....	141
VII.5.2 Travaux d'excavations.....	141
VII.5.3 Travaux secondaires.....	141
VII.5.4 Travaux sur la digue.....	141
VII.6 Les moyens de chantier.....	142
VII.7 Programme des travaux.....	143
VII.8 Planification.....	144

VII.8.1 Définition.....	144
VII.8.2 Techniques de la planification.....	144
VII.8.2.1 méthodes basées sur le réseau.....	144
VII.8.2.1.1 Définition du réseau.....	144
VII.8.2.1.2 Construction du réseau.....	144
VII.8.2.2 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique).....	144
VII.8.2.2.1 les paramètres de la méthode C.P.M.....	144
VII.8.2.2.2. Chemin critique (C.C).....	145
VII.8.2.2.3 Attribution des durées de chaque opération.....	145
VII.8.3 Plannings.....	145
VII.8.3.1 plan de travail au plus tôt.....	145
VII.8.3.2 Plan de travail au plus tard.....	146
VII.9 Délai de construction et programme des travaux.....	146
VII.10 Symboles des différentes opérations.....	146
VII.11 Détermination du chemin critique.....	148
Conclusion.....	148
Conclusion générale	

Liste des tableaux

Chapitre (II) : Géologique et géotechnique du site

Tableau II.1 Granulométrie sédimentaire pour les matériaux de construction source.....	11
Tableau II.2 résultats des essais de compressibilité à l'eudiomètre, de cisaillement a la boite UU et les limites d'Atterberg pour les matériaux de construction.....	12
Tableau II.3 Résultats de l'essai de Proctor Normal pour les matériaux de construction.....	12
Tableau II.4 Résultats des essais chimiques pour les matériaux de construction.....	12
Tableau II.5 Granulométrie sédimentaire pour le terrain d'assise au droit de la digue.....	13
Tableau II.6 Résultats des essais de compressibilité à l'eudiomètre, de cisaillement a la boite UU et les limites d'Atterberg pour le terrain d'assise au droit de la digue.....	13
Tableau II.7 Résultats de l'essai de Proctor Normal pour le terrain d'assise au droit de la digue...	13
Tableau II.8 Résultats des essais chimiques pour le terrain d'assise au droit de la digue.....	14

Chapitre (III) : Etude hydrologique

Tableau III.1 Surfaces par tranches d'altitudes en km ² et en %.....	21
	23
Tableau III.2 Altitudes et surfaces correspondantes a chaque tranche d'altitude.....	
Tableau III-03 : Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau.....	23
Tableau III.04 : Dénivelées et rapports de surfaces pour chaque tranche d'altitudes.....	25
Tableau III.5 : Classification selon le type de relief O.R.S.T.O.M.....	26
Tableau III.6 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant.....	29
Tableau III.7 : Caractéristiques géographiques des stations (source ANRH).....	30
Tableau III.8 Répartition mensuelle des températures (°C). (source ANRH)	30
Tableau III.9 Répartition mensuelle de l'évapotranspiration (en mm et %).....	31
Tableau III.10 Résultats de calculs de l'évaporation mensuelle (mm).....	31
Tableau III.11 L'intensité moyenne mensuelle des vents m/s.....	31
Tableau III.12 Les besoins moyennes mensuelles en m ³	32

Tableau III.13 Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations.....	32
Tableau III.14 Valeurs caractéristiques d'ajustement à la loi de Gumbel	34
Tableau III-15 Répartition Comparative des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon.....	35
Tableau III.16 Valeurs caractéristiques d'ajustement à la loi de Galton.....	36
Tableau III-17 : Représentation Comparative des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon.....	37
Tableau III-18 : Intensité des pluies de différentes valeurs de fréquences.....	38
Tableau III-19 : Pluies de courtes durées et intensité des pluies.....	39
Tableau III.20 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel.....	43
Tableau III.21 : résultats de calcul des apports fréquents.....	46
Tableau III.22 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%	46
Tableau III.23 : Débits maximaux des crues des différentes méthodes et périodes de retour...	50
Tableau III.24 : débit maximum de la crue de fréquence considérée en fonction du temps en m ³ /s.....	52
Tableau III.25 : Caractéristiques topographiques de la retenue.....	56
Tableau III.26 : Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation	58
Tableau III-27 : Les volumes déficitaires et excédentaires sans tenir compte des pertes	59
Tableau III.28 : Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques.....	61
Tableau III-29 : Les volumes déficitaires et excédentaires en tenant compte des pertes.....	61
Tableau III-30 : Les volumes déficitaires et excédentaires sans tenir compte des pertes.	62
Tableau III-31 : Les volumes déficitaires et excédentaires en tenant compte des pertes.....	63
Tableau III.32 : Données initiales du laminage des crues.....	65
Tableau III.33 : Données de départ pour la méthode de Kotcherine.....	66
Tableau III.34 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b	66

Tableau III.35 : Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue.....	66
Tableau III.36 : résultats de calcul de laminage par la methode de Kotchirine.....	
Tableau III.37 : Résultats de calculs de la largeur en crête.....	72
Tableau III.38 : calcul du volume de la digue1 ($H_b = 9.05$ m et $b = 4$ m).....	73
Tableau III.39 : calcul du volume de la digue2 ($H_b = 8.66$ m et $b = 6$ m).....	73
Tableau III.40 : calcul du volume de la digue3 ($H_b = 8,45$ m et $b = 8$ m).....	74
Tableau III.41 : calcul du volume de la digue 4 ($H_b = 7.79$ m et $b = 10$ m).....	74
Tableau III.42 : calcul du volume de la digue 5 ($H_b = 8.17$ m et $b = 12$ m).....	75
Tableau III.43 : calcul du volume de la digue 6 ($H_b = 8.07$ m et $b = 14$ m).....	75
Tableau III.44 : le cout des variantes de la digue pour chaque valeur de b.....	76
Tableau III.45 : le cout des variantes du déversoir pour chaque valeur de b.....	77
Tableau III.46 : Devis estimatif des variantes du canal d'approche pour chaque valeur de b	77
Tableau III.47 : le cout des variantes du coursier pour chaque valeur de b.....	78
Tableau III.48 qui récapitule le coût total du barrage.....	78
Tableau III.49 : Récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage.....	79

Chapitre (IV) : Etude des variantes

Tableau IV.1 : Valeurs des fruits des talus en fonction du type de barrage et sa hauteur.....	87
Tableau IV.2 : Volume des recharges en argile.....	88
Tableau IV.3 : Volume de recharge en riprap du talus amont ($e=0,3$ m).....	89
Tableau IV.4 : Volume du gravier, talus ($e=0,2$ m).....	89
Tableau IV.5 : Volume du sable, talus ($e=0,2$ m).....	90
Tableau IV.6 Volume du drain vertical.....	90
Tableau IV.7 Volume du tapis drainant.....	90
Tableau IV.8 Volume du noyau.....	91
Tableau IV.9 Volume total de du barrage (variante 2).....	91
Tableau IV.10 Volume du noyau, d'enrochement et total de (la variante 2)	92

Tableau IV.11 Volume de gravier (e=0,2m).....	92
Tableau IV.12 Volume de sable (e=0,2m).....	92
Tableau IV.13 Volume du tapis drainant.....	93
Tableau IV.14 Volume des recharges d'encrochement.....	93
Tableau IV.15 Volume du masque en béton (e=0,4).....	94
Tableau IV.16 Récapitulatif des coûts des différentes variantes.....	94

Chapitre (V) : Etude de la variante choisie

Tableau V.1 : Classe de barrage en terre en fonction de la hauteur et du type de la fondation (Volkov, 1986).....	97
Tableau V.2 Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids (source : ANBT).....	98
Tableau V.3 Epaisseurs et diamètres d'encrochement en fonction de la hauteur des vagues (source : ANBT).....	99
Tableau V.4 Epaisseurs du drain en fonction hauteur du barrage et du volume.....	100
Tableau V.5 : Coordonnées de la ligne de saturation.....	107
Tableau V.6 : Débit de fuite à travers la digue.....	108
Tableau V.7 : Débit de fuite de la Fondation.....	109
Tableau V.8 : Débit de fuite de barrage.....	109
Tableau V.9 : Gradient hydraulique admissible.....	109
Tableau V.10 : Gradient d'infiltration admissible (ANBT).....	110
Tableau V.11 : Détermination du coefficient de sécurité.....	110
Tableau V.12 : Coefficient de stabilité admissible des talus.....	112
Tableau V.13 : Détermination des rayons max et min.....	113

Chapitre (VI) : ouvrages annexes

Tableau IV.14 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	116
Tableau VI.1 Coordonnées de profil du déversoir et de la nappe déversante.....	123

Chapitre (VII) : Organisation de chantier

Tableau VII.01: Symboles des opérations d'exécution..... 146

Tableau VII.2 : Planning de GANTT des travaux de réalisation de la retenue de Merfegue..
et Seid 147

Liste des figures

Chapitre (I) : Présentation du site et étude topographique

Figure I.1: situation du site de la retenue.....	1
---	---

Chapitre (II) : Géologique et géotechnique du site

Figure II.1 Carte régionale de degré de sismicité	6
--	---

Figure II.2 Géologie de la région étude (Source : la Carte géologique de l'est de l'Algérie 2003).....	9
---	---

Chapitre (III) : Etude hydrologique

Figure III.1 limites hydrographiques du bassin versant.....	17
--	----

Figure III.2 Représentation du rectangle équivalent de Gravilius.....	19
--	----

Figure III.3 Surfaces hypsométriques du bassin versant.....	20
--	----

Figure III.4 Histogramme des surfaces hypsométriques du bassin versant.....	21
--	----

Figure III.5 Courbe hypsométrique du bassin versant.....	22
---	----

Figure III.6 Délimitation et réseaux hydrographiques du bassin versant.....	26
--	----

Figure III.7 Répartition mensuelle des précipitations.....	33
---	----

Figure III.8 Ajustement a la loi de GUMBEL.....	35
--	----

Figure III.9 Ajustement à la loi de GUMBEL.....	37
--	----

Figure III.10 : Présentation graphique des courbes intensités des courtes pluies.....	40
--	----

Figure III.11 : Présentation graphique des pluies de courte Durée.....	41
---	----

Figure III.12 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence	43
--	----

Figure III.13: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%	47
---	----

Figure III.14 : Hydrogramme des crues fréquentielles.....	53
--	----

Figure III.15 : Hydrogramme de crue de projet.....	55
---	----

Figure III.16 : Courbes capacité-hauteur et Surface-hauteur.....	57
---	----

Figure III.17 : laminage de la crue de projet par la méthode de Kotchirine $H=f(Q,q)$ 67

Figure III.18 : laminage de la crue de projet par la méthode de Kotchirine $V=f(Q,q)$ 68

Chapitre (IV) : Etude des variantes

Figure IV.1 digue en terre homogène en terre homogène (source : techniques des barrages en aménagement rural)..... 81

Figure IV.2 Digue en terre zoné à noyau central (source : techniques des barrages en aménagement rural)..... 82

Figure IV.3 Digue en enrochement a masque amont (source : techniques des barrages en aménagement rural)..... 82

Chapitre (V) : Etude de la variante choisie

FigureV.1 schéma de la ligne de saturation dans le cas d'un drain vertical (source : techniques des barrages en aménagement rural)..... 106

Chapitre (VI) : ouvrages annexes

Figure VI.1 Dimensions du déversoir..... 122

Figure VI.2 : Profil du déversoir et du cours d'eau..... 123

Figure VI.3 Profil de la ligne d'eau dans le coursier de l'évacuateur de crue..... 127

Figure VI.4 Résultats de calcul en utilisant le logiciel canal21..... 127

Chapitre (VII) : Organisation de chantier

Figure VII.1: Réseau à nœuds..... 147

List des planches

Planche 01 : Vue en plan de l'évacuateur de la retenue collinaire sur oued Merfegue-es-Seid W.Khenchla.

Planche 02 : Calcul de stabilité et ligne de saturation de la retenue collinaire sur oued Merfegue-es-Seid W.Khanchela

Planche 03 : Plan d'aménagement de la retenue collinaire sur oued Merfegue-es-Seid W.Khalchela

Planche 04 : Profil en travers de la retenue Merfegue-es-Seid (W.Khenchela)

Planche 05 : Différentes types de la digue de oued merfegue-es-seid w.khenchela

Introduction Générale

Dans le cadre de la valorisation de la ressource en eau pour les besoins en agriculture, le Ministère en charge de cette mission a établi un programme ambitieux qui vise la réalisation des petits barrages ou retenues collinaires pour les besoins de l'irrigation.

C'est dans ce cadre que la Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Khenchla, a lancé un vaste programme de prospection de sites potentiels pour l'implantation des retenues collinaires.

L'objet de ce mémoire s'articulant sur sept chapitres, est l'étude de faisabilité d'une retenue collinaire sur l'Oued Merfegu-es-Seid, située dans la commune d'Ouled Rechache dans le but de valoriser l'agriculture locale, notamment assurer l'irrigation de 10 hectares.

Le présent mémoire va s'articuler sur sept chapitres. Nous allons faire une présentation du site et sa topographie dans le premier chapitre. Dans le deuxième on parlera sur la géologie et la géotechnique de la zone d'étude. Puis on va passer à l'étude hydrologique qu'on va traiter dans le troisième chapitre. Après on va proposer des variantes de la digue de la retenue dans le chapitre quatre. Après avoir fait le choix de la variante, on va étudier la stabilité des talus et les infiltrations dans le chapitre cinq. Dans le chapitre qui suit on va dimensionner les ouvrages annexes à savoir l'évacuateur des crues, la vidange de fond et la prise d'eau. Puis on va finaliser notre travail par l'organisation du chantier dans le dernier chapitre.

Introduction

Il est nécessaire de connaître les données topographiques concernant le bassin versant de la retenue, la vallée de la rivière à l'amont et l'aval ainsi que le site du barrage.

I.1 Situation géographique du site

La retenue Merfegue es seid sur oued Merfegue es seid se trouve dans la commune d'Ouled Rechache a l'est de la wilaya de Khenchela. Le site est situé au Sud-Est de la ville de khenchela a une distance de 30 km, à l'Ouest à 12 km on trouve la ville de Babar et du coté Est la ville de Ouled Rechache.

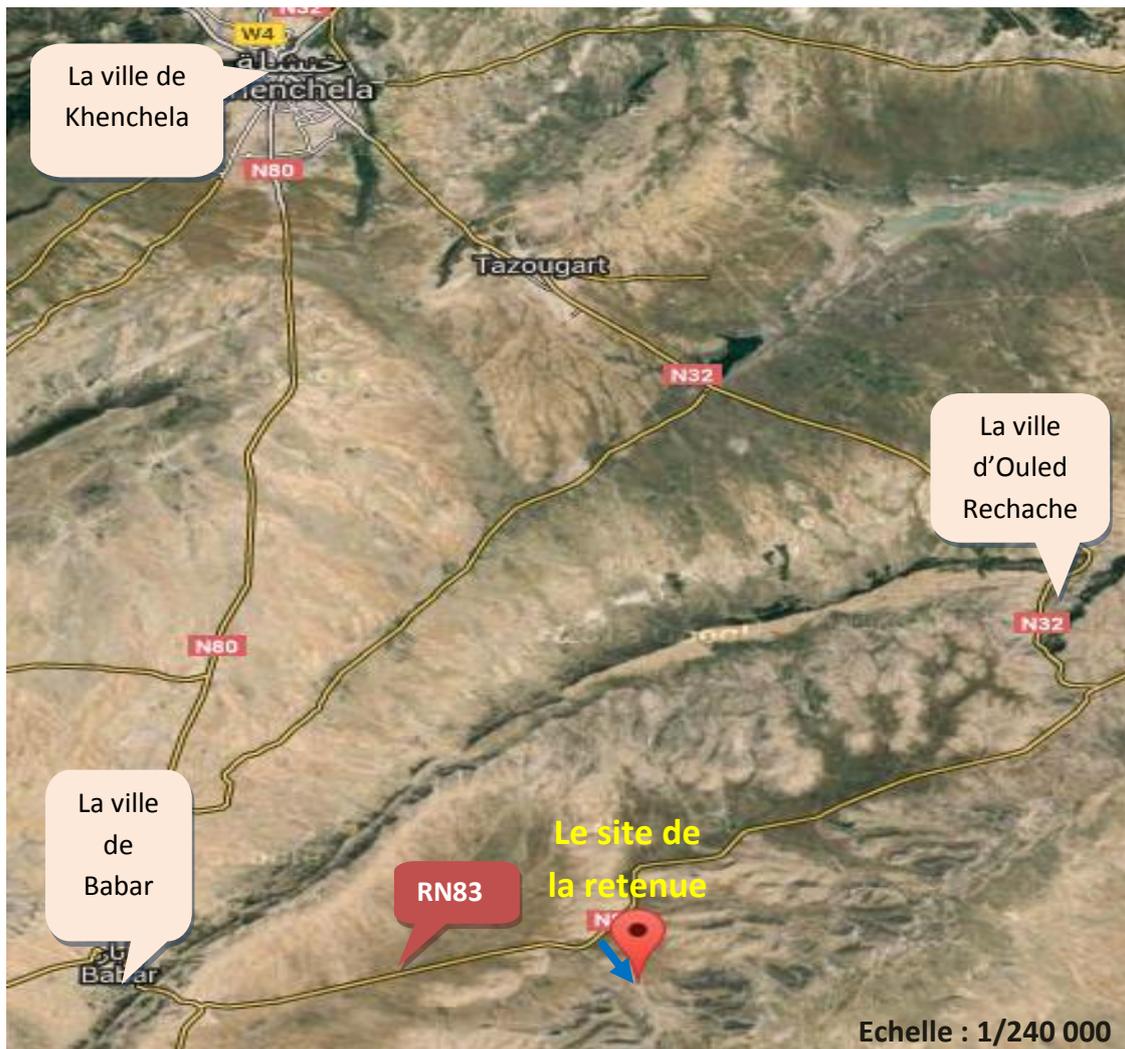


Figure I.1: Situation du site de la retenue
(Source : image prise à partir de Google Earth)

La route nationale RN83 qui relie la ville de Babar à la commune d'Ouled Rechache permet l'accès facile au site à l'aide d'une route communale (Figure1).

I.2 Topographie et la climatologie du site

I.2.1 Topographie du site

Les monts de la région forment une région montagneuse assez élevée constituée de chaînons allongés, orientés : Nord–Est et Sud– Ouest.

Les sommets de certains chaînons atteignent parfois plus de 1378 m d'altitude comme djebel Kamellé , 1438 m, djebel chettara , 1600 m, djebel ladelist ,1719 m djebel djahfa ,2177m djebel aïdel, et 2328 m djebel chellia.

Le choix d'un site apte pour la réalisation d'un ouvrage qui répond aux meilleures conditions techniques et économiques est basé essentiellement sur les conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques du site.

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

- Garantir des réserves d'eau suffisantes par la cuvette de retenue ;
- Avoir des conditions géologiques adéquates suivant l'axe de la digue
- Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume du barrage sera minimum.
- Choisir l'emplacement rapproché 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.

Le site de la retenue a pour coordonnées UTM :

X : 913 340 m ; Y : 217 200 m ; Z : 1331 m

Il est situé à l'exutoire du bassin versant de la retenue citée auparavant. Ce bassin versant est d'une surface de 4,73 km² et d'un périmètre de 10.55 km.

I.2.2 Climatologie du site

Le climat de cette région est continental, un hiver caractérise par de fréquentes chutes de neige sur les sommets des djebels, la température peut dans certains cas, descendre jusqu'à - 4 °c. L'été est chaud et sec ; les grandes chaleurs occupent les périodes de juillet à septembre où les températures monter jusqu'à plus 35 °c.

Il est caractérisé aussi par un relief de pente moyenne et un couvert végétal moyen du type du pin d'Alep d'où un taux d'abrasion moyen.

I.3 Conclusion

De façon générale on peut dire que la retenue sur oued Merfegue-es-Seid de la commune Ouled Rechache présente des potentialités du point de vue topographique.

Introduction

Pour valider le choix d'un site, on doit tout d'abord vérifier un certain nombre de critères d'ordre géotechniques et géologiques, préalablement à l'établissement du projet proprement dit.

Le contenu et la conduite de ce volet d'études varie selon la nature des problèmes rencontrés, mais il devra permettre de se prononcer sur certaines questions telles que : l'étanchéité au niveau de la cuvette, rives et fondations, sur la qualité mécanique des matériaux de l'assise ainsi que sur la disponibilité des matériaux de construction en zone d'emprunt.

II.1 Etude géologique

A Pour but la reconnaissance de la stabilité mécanique et l'étanchéité de la cuvette et la fondation ainsi que les caractéristiques des matériaux nécessaires pour la construction de la retenue sur la base de l'ensemble des observations faites sur les terrains, comportant la description détaillée des différentes formations visibles en surface, basée sur l'examen de la carte géologique de la région.

II.1.1 Géologie régionale

II.1.1.1 Stratigraphie générale

Pour toutes indications stratigraphique et tectonique relatives à la zone Montagneuse principale forment l'anticlinal de Khenchela et le synclinal de djebel djehfa et de djebel aourés (anté-miocènes).

Les monts appartiennent à l'autochtone auresien à Formation définies du mésozoïque au miocène discordant et à couverture plioquaternaire les épaisseurs des sédiments Mésozoïques peuvent atteindre 10m.

Les terrains sont représentés par des argiles du trias et les marnes, bancs de calcaire et une alternance de calcaire et marne.

II.1.1.2 Analyse lithologique régionale

Du point de vue litho-stratigraphique la région du projet est constituée par des formations suivantes :

Trias : Essentiellement des sels gemme, gypses, marnes, conglomérats, des sables et grès.

Crétacé inférieur : Essentiellement des formations (albienne, hauterivien, valanginien) constitue par des Grés, calcaire, marnes, des marnes rouges-verts, marnes à ammonites pyrriteuses calcaire pisolithique, et calcaire gréseux.

Crétacé supérieur. Essentiellement des formations de (cénomaniens, turonien, coniacien, campanien et maestrichtien) constituées par des dolomies, marnes, marno – calcaire, calcaire, calcaire à rudistes, marne noires ou marnes crayeuse.

Eocène inférieur marin : Essentiellement des formations des marnes blanches avec bancs des calcaire et gypseux localement phosphates.

Eocène moyen : Essentiellement des formations des calcaires à gypse et marne noires.

Miocène inférieur marin : Essentiellement des formations de miocène inférieur marin constituée par des marnes, calcaires, grés, et alternances sable, grés et des argiles rouges.

Quaternaire : Les dépôts du quaternaire sont très développés dans la région et sont constitués : D'éboulis, limons, galets, sable, argiles sableuses, conglomérats, travertin, Dépôts argilo-carbonates très tendres.

II.1.2 Géologie du bassin versant

Les observations géologiques d'ensembles du bassin versant de la retenue collinaire sur oued Merfegue es Seid montre la présence des formations dite Terrasses alluvionnaires au niveau du lit de l'oued et formations marneuses et argileuses de part et d'autre de l'oued (Rive droite et Rive gauche) de l'axe de la digue.

Le terrain du fond de la cuvette est caractérisé par la dominance des formations du miocène inférieur marin (marne argileuse rougeâtre) qui s'alternent parfois de bancs de calcaire et grés constituants des crêtes.

Le substratum est masqué au fond de la vallée par des dépôts ou sédiments détritiques alluvionnaires fins (argile, limons, et sable), et grossiers ((graviers, cailloux, blocs et galet de forme bien arrondie à cause de leur frottement par charriage des cours d'eau)) et des colluvions éboulis de pente argiles à cailloux anguleux sur les versants des dépressions.

II.1.3 Matériaux de construction

Les formations géologiques susceptibles d'être utilisées comme matériaux premiers de la construction de la retenue sont :

- Les formations argileuses de couleur jaunâtre à rougeâtres dominantes dans la partie aval et amont du site de la retenue servir comme matériaux Essentielles pour la construction de la retenue de type homogène.
- Les formations carbonatées pouvant servir comme matériaux de Protection du talus amont de la retenue en pierre de calcaire très réponsus dans un rayon de 500 ml.

II.1.3.1 Localisation des zones d'emprunt

Nous avons localisé in situ plusieurs zones d'emprunts pour les matériaux d'étanchéité, sur un rayon de 200 m à 500 m au niveau du site :

1/ Une zone d'emprunt pour les argiles (argile rougeâtre) située sur la rive gauche de l'axe de la digue (cote amont et aval) entre 100 m et 400 m.

2/ Une zone d'emprunt pour les argiles (argile rougeâtre) située à l'aval de l'axe de la digue à une distance de 400 m à 500 ml.

3/ Une zone d'emprunt pour les argiles (argile rougeâtre) située à l'aval de l'axe de la digue sur la rive droite à une distance de 100 m à 400 m.

4/ Une zone d'emprunt pour les argiles (argile jaunâtre) située à l'amont de l'axe de la digue sur la rive droite à une distance de 500 m.

5/ Une zone d'emprunt pour l'empierrement (calcaires grisâtre à jaunâtre très dure)

II.2 Sismicité de la région du site

Selon le règlement parasismique algérien (R. P. A) établies en 1999 par le ministère de l'habitat montre que la région d'étude du projet est classée en Zone I (Ayant une activité sismique faible).

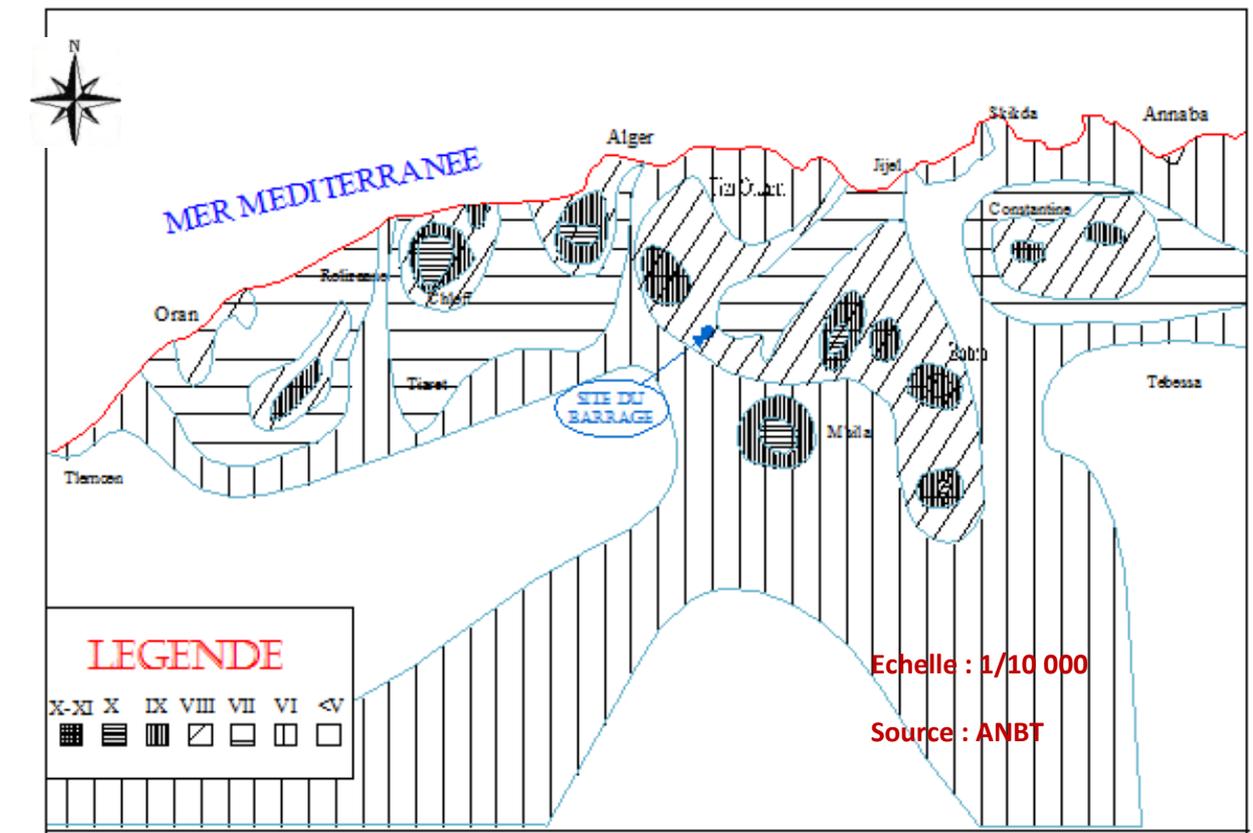


Figure II.1 Carte régionale de degré de sismicité

II.3 Tectonique

Du point de vue tectonique le site de la retenue et sa cuvette se trouve sur l'anticlinal du djebel Khenchela. Essentiellement des formations du miocène qui est très développé tout autour du crétacé inférieur vers le nord-est.

II.4 Etude géotechnique

II.4.1 Programme des travaux de reconnaissance et essais géotechniques

II.4.1.1 Prospection géotechnique de terrain

Il a été réalisé six (06) fouilles d'une profondeur moyenne de trois (3) mètres chacune a réalisés en différents endroits de la retenue (zone d'emprunt et axe de la digue), suivi de prélèvements d'échantillons de sol et de sous-sol a différentes profondeurs afin de connaître et déterminer respectivement la structure géomécanique des terrains d'assise et de fondation de la digue et ses ouvrages annexes ainsi que l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la construction de la digue de la retenue collinaire.

Par ailleurs l'étude géologique ne permet pas de définir les caractéristiques et les comportements mécaniques et hydrauliques des sols, c'est à dire leurs aptitudes à fournir les matériaux nécessaires à la construction de la digue ou à constituer des fondations suffisamment stables et imperméables.

III.4.1.2 Site de la retenue collinaire :

III.4.1.2.1 Fouilles de la reconnaissance :

Au niveau de l'axe de la digue trois (04) fouilles suivi par des prélèvements des échantillons du sol pour les essais de laboratoire de mécanique de sol.

Fouille 01 axe digue (rive droite) :

0.00 m à 0.40 m terre végétale a organique.

0.40 m à 2.50 m argile rougeâtre a brunâtre.

Fouille 02 axe digue (lit de l'oued) :

0.00 m à 3.00 m alluvions (sables , graviers ,limons ..).

3.00 m à 3.50 m tufs calcaire.

Fouille 03 axe digue (rive gauche) :

0.00 m à 0.40 m terre végétale a organique.

0.40 m à 2.50 m tufs calcaire.

Fouille 04 axe digue (rive gauche) :

0.00 m à 0.40 m terre végétale a organique.

0.40 m à 2.00 m tufs calcaire.

II.4.1.3 Matériaux de construction de la digue (Zone d'emprunt)

II.4.1.3.1 Fouilles de reconnaissances

Au niveau des zones d'emprunt deux (02) fouilles suivi par des prélèvement des échantillons du sol des différentes zones pour les essais de laboratoire de mécanique de sol. Les formations carbonates se trouvent dans la partie amont dans un rayon de 300 m, indiquent une bonne réaction de la retenue collinaire en enrochement.

Ces formations essentiellement des bancs de calcaires grisâtres à jaunâtre très dur à la cassure, fins.

Fouille 01 zone d'emprunt :

0.00 m à 0.50 m terre végétale a organique.

0.50 m à 4.50 m argile jaunâtre a rougeâtre.

Fouille 02 zone d'emprunt :

0.00 m à 0.50 m terre végétale a organique

0.50 m à 3.10 m argile jaunâtre a rougeâtre

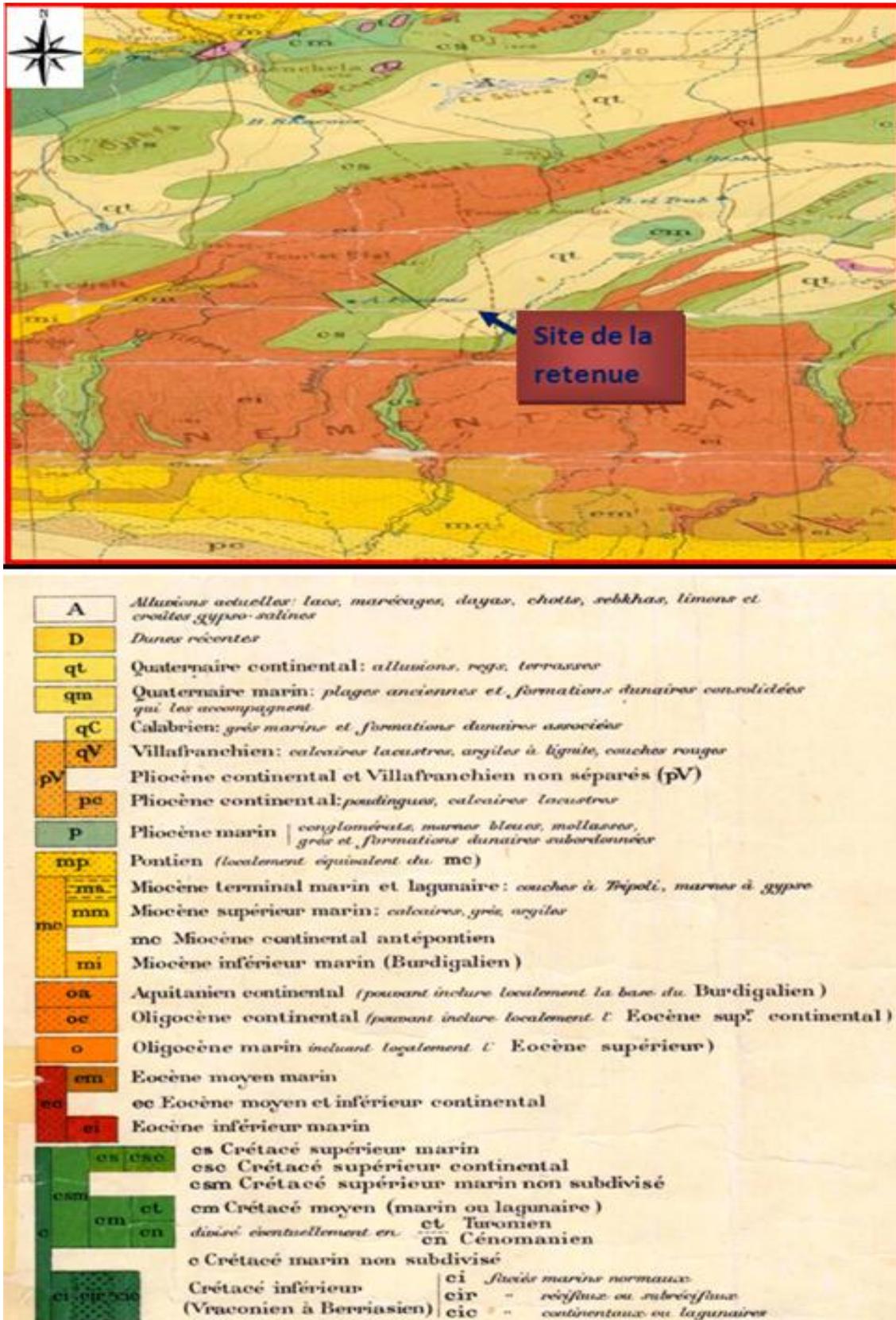


Figure II.2 Géologie de la région étude (Source : la Carte géologique de l'est de l'Algérie 2003)

II.4.2 Essais géotechniques au droit de la digue et en zone d'emprunt de la retenue

II.4.2.1 Essais au laboratoire

Essais d'identification et de classification :

- Caractéristiques physiques :
 - Analyse granulométrique.
 - Limites d'Atterberg.
 - Classification des sols
- Caractéristiques mécaniques :
 - Teneur en eau naturelle
 - Densité sèche.
 - Densité humide
 - Densité de saturation.
 - Degré de saturation
 - Granulométrie sédimentaire

Essai Proctor Normal (O P N) :

- Teneur en eau.
- Poids spécifique apparent.

Caractéristiques chimiques :

- Teneur en carbonates.
- Teneur en gypse.
- Teneur en sulfate
- Teneur en matière organique.
- Teneur des insolubles.

Essais géotechniques au droit de la digue :

Echantillons de sol prélevés au niveau des fouilles de reconnaissances deviennent réalisés les essais essentielles pour connaître la qualité du substratum.

Pour les terrains d'assise au droit de la digue :

- Teneur en eau naturelle W %
- Densité sèche γ_d t/m^3
- Densité humide γ_h t / m^3
- Densité de saturation γ_{sat} t / m^3
- Degré de saturation S_r
- Granulométrie Sédimentaire GS
- Limite de liquidité W_L %
- Limite de plasticité W_P %
- Indice de plasticité I_p

Essai de compressibilité à l'eudiomètre.

- Pression de consolidation P_cbars
- Indice de gonflement C_s%
- Indice de compression C_c%
- Coefficient de gonflement C_g%

Essai de cisaillement a la boite UU

- Cohésion C_ubars
- Angle de frottement Φ_udegré

Essais chimiques :

- Teneur en carbonates $CaCo_3$%
- Teneur en gypse $CaSo_4 \cdot 2H_2O$%
- Teneur en sulfates SO_4^{2-}%
- Teneur en matière organique MO.....%

Pour matériaux de la construction de la digue :

- Teneur en eau naturelle W%
- Densité sèche γ_dt/m³
- Densité humide γ_ht/m³
- Densité de saturation γ_{sat}t/m³
- Degré de saturation S_r%
- Granulométrie sédimentaire G-S.

III.4.2.2 Résultats des essais géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétation**III.4.2.2.1 Matériaux de la construction de la digue**

Argile rougeâtre, Jaunâtre a verdâtre.

Tableau II.1 Granulométrie sédimentaire pour les matériaux de construction

Granulométrie sédimentaire		
Diamètre	Valeur	Unité
2mm	98	%
80 μ m	89	%
25 μ m	58	%
3 μ m	34	%

Les matériaux testes sont plastique a très plastique selon la classification de l'abaque de Casagrande.

Tableau II.2 résultats des essais de compressibilité à l'œdomètre, de cisaillement à la boîte UU et les limites d'Atterberg pour les matériaux de construction

Paramètre :	Résultats :	Unité :
Pression de consolidation P_c	3.53	bars
Coefficient de gonflement (C_g)	0.044	%
Indice de compression C_c	0.232	%
Angle de frottement (Φ_u)	24.00	degré
Cohésion (C_u)	0.64	bars
Indice de plasticité (I_p)	34.1	
Limite de plasticité (W_p)	32.4	%
Limite de liquidité (W_l)	66.5	%
Teneur en eau naturelle (W)	20.20	%

Essai Proctor Normal (O P N) :

Tableau II.3 Résultats de l'essai de Proctor Normal pour les matériaux de construction

Paramètre :	Unité :	Résultats :
Teneur en eau (W_{opm})	%	22.00
Poids spécifique apparent (γ_{max})	t /m ³	1.48

N.B : un rapport géotechnique complémentaire sera réalisé avec le démarrage des travaux de remblaiement.

Essais chimiques:

Tableau II.4 Résultats des essais chimiques pour les matériaux de construction

Élément chimique :	Unité :	Résultats :
Teneur en carbonates ($CaCO_3$)	%	51.22 à 52.03
Teneur en gypse ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$)	%	Néant
Teneur en sulfate (SO_4^{2-})	%	Néant
Teneur en matière organique (M.O)	%	0.746
Insolubles	%	38.11

Le pourcentage de sulfate et de carbonate relève un sol carbonate et non agressif.

III.4.2.2.2 Terrains d'assise au droit de la digue

Argile a tufs calcaire.

Tableau II.5 Granulométrie sédimentaire pour le terrain d'assise au droit de la digue

Granulométrie sédimentaire		
Diamètre	Valeur	Unité
2mm	65	%
80 μm	59	%
25 μm	/	%
3 μm	/	%

Tableau II.6 Résultats des essais de compressibilité à l'eudiomètre, de cisaillement a la boite UU et les limites d'Atterberg pour le terrain d'assise au droit de la digue

paramètre	Résultats	Unité
Pression de consolidation P_c	3.03	bars
Coefficient de gonflement (C_g)	0.022	%
Indice de compression C_c	0.194	%
Angle de frottement (Φ_u)	29.00	degré
Cohésion (C_u)	0.34	bars
Indice de plasticité (I_p)	22.9	
Limite de plasticité (W_p)	21.1	%
Limite de liquidité (W_l)	44.0	%
Teneur en eau naturelle (W)	10.67	%

Essai Proctor Normal (OPN) :

Tableau II.7 Résultats de l'essai de Proctor Normal pour le terrain d'assise au droit de la digue

Paramètre :	Unité :	Résultats :
Teneur en eau (W_{opm})	%	18.00
Poids spécifique apparent (γ_{max})	t /m ³	1.73

D'après ces résultats les matériaux sont des argiles classes selon la classification LCPC de moyenne de plasticité Peu sensibles à l'eau.

Essais chimiques:**Tableau II.8** Résultats des essais chimiques pour le terrain d'assise au droit de la digue

Elément chimique :	Unité :	Résultats :
Teneur en carbonates (CaCO_3)	%	26.02 - 25.20
Teneur en gypse ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$)	%	Néant
Teneur en sulfate (SO_4^{2-})	%	Néant
Teneur en matière organique (M.O)	%	Néant
Insolubles	%	64.13

II.4.3 Interprétation des résultats

La nature du sol de la zone d'emprunt est essentiellement des argiles marneuses d'une plasticité très forte, une agressivité nulle et non gonflante avec un pourcentage faible en matières organiques.

Le compactage de ce type d'argile doit se faire soigneusement avec des couches de 25cm à 30 cm.

Pour la clé d'ancrage, les coupes lithologiques montrent que la nature du sol varie des argiles rougeâtres au niveau de la rive droite vers les tufs calcaires à la rive gauche.

L'ancrage de la digue doit être à une profondeur de 3.5 m jusqu'au substratum ($> 1/3$ de la hauteur de la digue).

Cette profondeur est jugée suffisante pour minimiser le gradient hydraulique donc minimiser les infiltrations, même pour le cas où les fondations sont perméables.

Les tufs calcaires sont de faible perméabilité, insoluble dans l'eau, d'une résistance à l'écrasement entre 50 et 260 kg/cm^2 et non gonflante. Ces caractéristiques sont jugées favorables pour les fondations d'une petite retenue.

Conclusion

Les travaux d'investigation géologique se sont appuyés sur la carte géologique de l'Est de l'Algérie ou sont mise en évidence les indices les plus perspectifs à savoir l'indice de l'argile destinée à la construction de la digue et l'indice de calcaire destinés à la protection du talus amont de la digue.

Du point de vue qualitatif et quantitatif, il est théoriquement acceptable dans l'étude de projeter une digue en matériaux locaux. Les matériaux en question selon les tests sont de nature plastique à très plastique selon la classification de l'abaque de Casagrande (Cf Annexe).

L'entreprise devra prévoir un atelier de compactage composé obligatoirement d'un compacteur à pieds dameurs d'une charge totale supérieur à 35 tonnes.

Le contrôle du compactage s'effectue en couche par couche obligatoirement, d'une manière régulière et aucune couche ne sera mise en œuvre avant réception de la couche précédente selon les critères de consolidation et compactage.

Introduction

La présente étude a pour objet de déterminer les principales caractéristiques hydrologiques de l'oued Merfegue es Seid qui sont indispensables pour le dimensionnement des différents volumes de la retenue collinaire : volume mort, volume utile et volume de laminage.

III.1 Bassin versant

Le bassin versant de Merfegue-es-Seid est un bassin topographique délimité à partir des lignes de partage des eaux et les lignes de plus grande pente en passant par les sommets en utilisant le logiciel Mapinfo sur la carte topographique de Merfegue es Seid de Khenchela à échelle (1/50.000).

III.1.1 Caractéristiques générales du bassin versant

- La surface du bassin versant :

C'est un paramètre important qui permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques (tels que les apports, les volumes des précipitations...). Elle a été obtenue à l'aide du logiciel Mapinfo sur la carte topographique à l'échelle 1/50000 après la délimitation du bassin versant étudié.

$$S = 4,7345 \text{ km}^2$$

- Le périmètre du bassin versant :

C'est la limite du bassin versant. Il est aussi déterminé sur la carte topographique 1/50000 en utilisant le logiciel Mapinfo.

$$P = 11.15 \text{ km}$$

- Longueur du thalweg principal :

La longueur du thalweg principal à pour valeur :

$$L_p = 3.46 \text{ Km}$$

- Altitudes du bassin versant :

Les Altitudes extrêmes du bassin versant sont :

- Altitude maximale 1618 m.
- Altitude minimale 1331 m.
- L'altitude moyenne du bassin est de 1340 m.

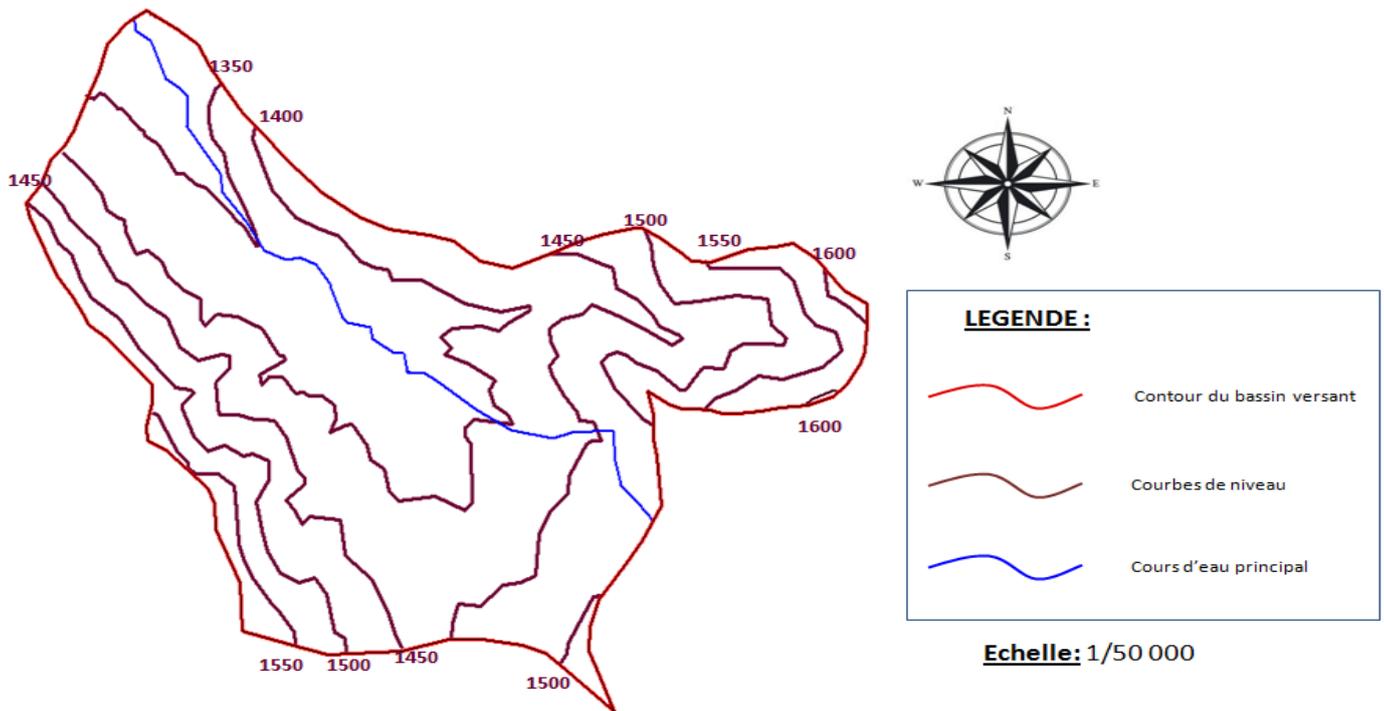


Figure III.1 Limites hydrographiques du bassin versant

III.1.1.2 Caractéristiques hydro morphologiques

- Indice de compacité de Gravelius K_c :

L'indice de compacité de Gravelius K_c d'un bassin versant est défini comme étant le rapport entre le périmètre du bassin et la circonférence du cercle ayant la même superficie que celle du bassin versant et qui sert à déterminer la forme du bassin versant. Il dépend de la surface du bassin et de son périmètre. Nous avons :

$$K_c = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\pi R} \dots\dots\dots \text{III.1}$$

On a : $S = \pi R^2$ donc : $R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$ d'où : $P_c = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}$

donc,

$$K_c = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots \text{III.2}$$

avec,

P : Périmètre du bassin versant (Km) ;

Pc : Périmètre du cercle (Km) ;

S : Surface du bassin versant (Km²) ;

K_C : Indice de compacité (sans unité).

$$K_c=1,43$$

Plus ce coefficient s'approche de 1, plus la forme du bassin versant sera ramassée et plus le temps de concentration des eaux est court. La forme du bassin est allongée dans le cas contraire.

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

-si $K_c < 1,128 \Rightarrow$ bassin ramassé

-si $K_c > 1,128 \Rightarrow$ bassin allongé

Selon la valeur de K_C on pourra dire que notre bassin est de forme allongé.

- Coefficient d'allongement :

Il est donné par la formule suivante :

$$C_a = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots \text{III.3}$$

L : Longueur du talweg principal (Km).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

$$C_a = 2,53$$

- Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravelius :

Le rectangle équivalent est une transformation purement géométrique par laquelle on assimile un bassin versant à un rectangle ayant le même périmètre et la même superficie. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits cotés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2*(L+l) \dots\dots\dots \text{III.4}$$

et

$$S = L*l \dots\dots\dots \text{III.5}$$

avec,

L_r : longueur du rectangle équivalent (Km) ;

l_r : largeur du rectangle équivalent (Km) ;

S : Surface du bassin versant (Km²) ;

P : Périmètre du bassin versant (Km).

La longueur du rectangle équivalent est donnée par la formule suivante :

$$L_r = \frac{Kc \sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{Kc} \right)^2} \right] \dots\dots\dots \text{III.6}$$

$$L_r = 4.5 \text{ km}$$

La largeur du rectangle équivalent est donc :

$$l = S/L_r \dots\dots\dots \text{III.7}$$

$$l = 1.05 \text{ km}$$

$$L = 4.50 \text{ km}$$

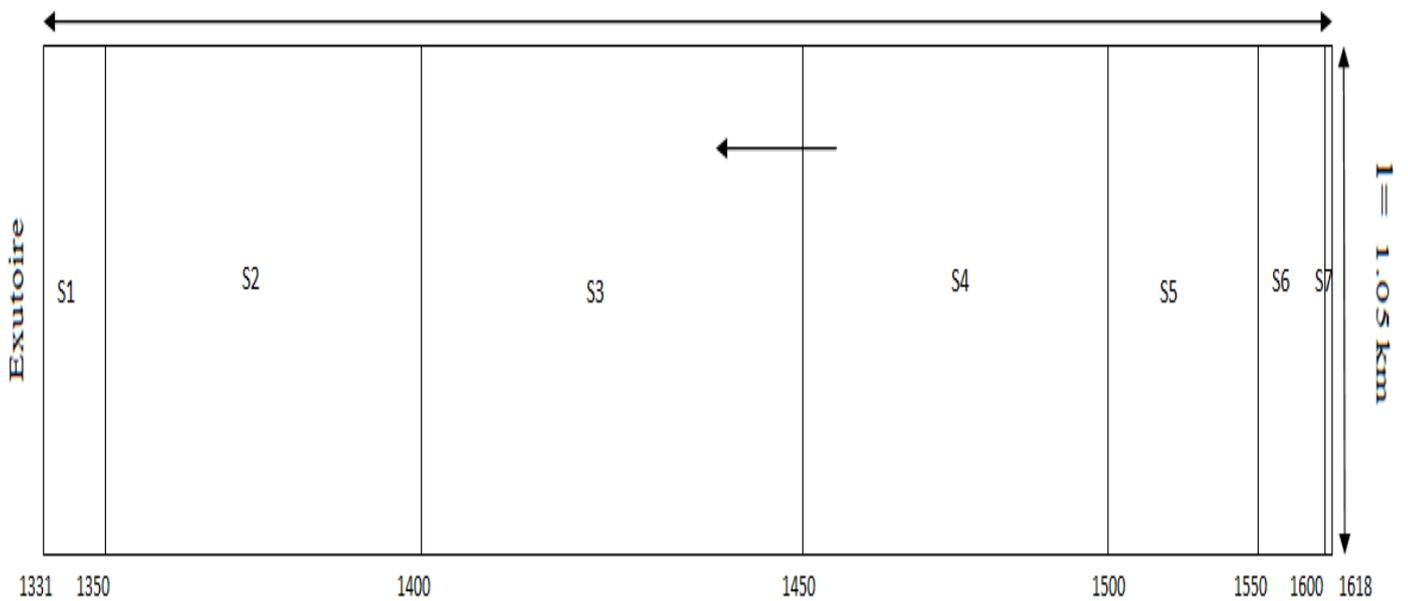


Figure III.2 Représentation du rectangle équivalent de Gravilius

III.1.1.3 Caractéristiques hydrographiques :

➤ Hypsométrie du bassin versant :

- Courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie (en abscisses), au-delà d'une certaine altitude (en ordonnées).

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent, en outre, servir pour la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications sur comportement hydrologique et hydraulique du bassin versant et de son système de drainage.

Les surfaces partielles du bassin versant ont été déterminées à l'aide du logiciel Mapinfo sur la carte topographique de la région d'étude à l'échelle (1/50.000) après l'avoir délimité et le répartir en tranches d'altitudes.

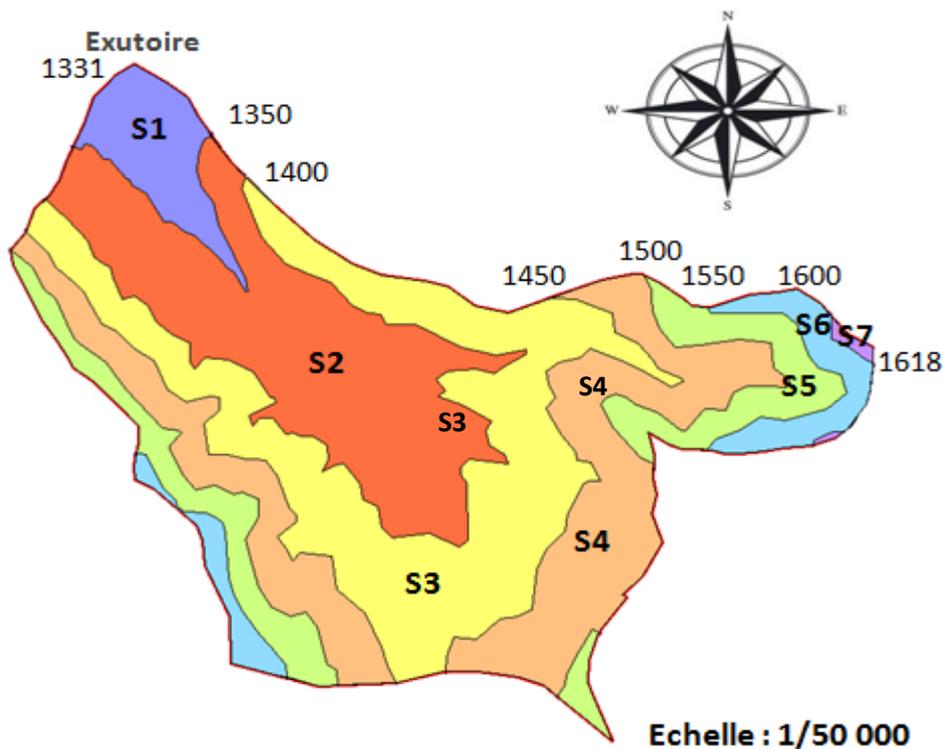
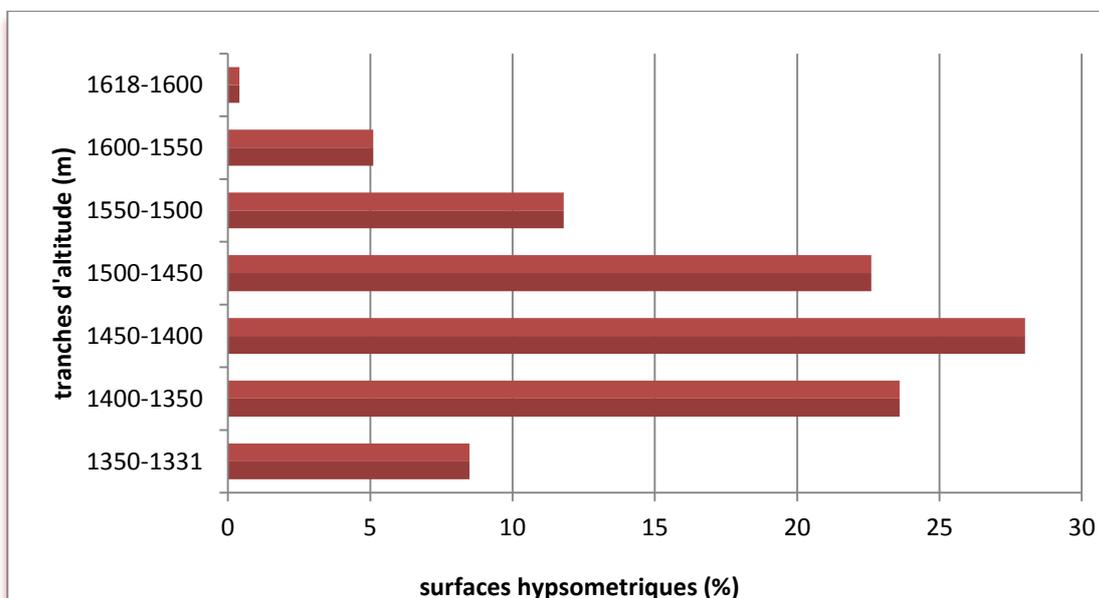


Figure III.3 Surfaces hypsométriques du bassin versant

Tableau III.1 Surfaces par tranches d'altitudes en km² et en %

altitude	Surfaces partielles	Surfaces cumulées	Surfaces cumulés
m	Km ²	Km ²	%
1618-1600	0.014	0,014	0.29
1600-1550	0,251	0.256	5.59
1550-1500	0.543	0.808	17.05
1500-1450	1.125	1.933	40.81
1450-1400	1,395	3.328	70.3
1400-1350	1,154	4.482	94.67
1350-1331	0.2525	4,7345	100
Somme	4,7345		

**Figure III.4** Histogramme des surfaces hypsométriques du bassin versant

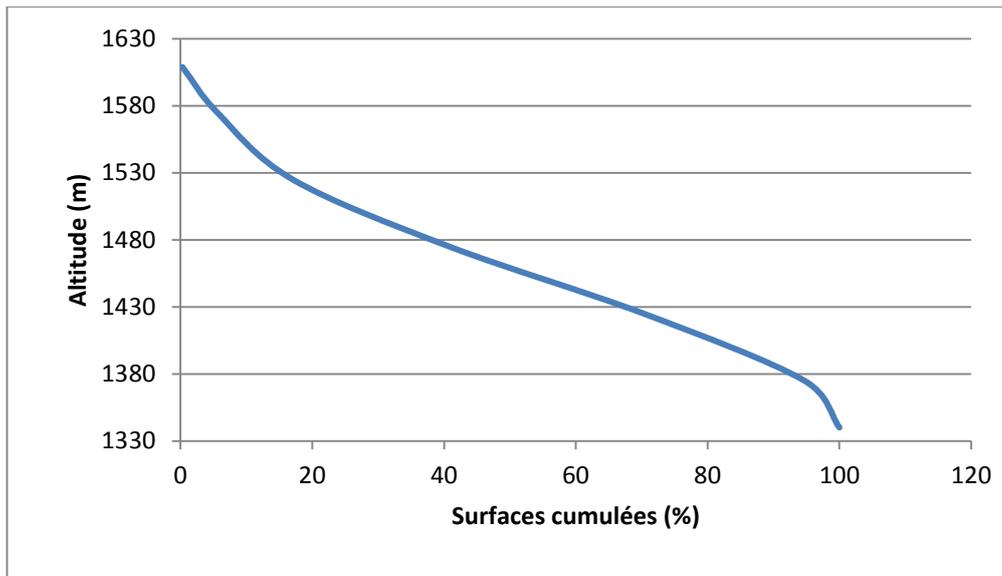


Figure III.5 Courbe hypsométrique du bassin versant

Du graphique on tire les valeurs des altitudes $H_{5\%}$, $H_{50\%}$ et $H_{95\%}$ correspondantes respectivement aux surfaces $S_{5\%}$, $S_{50\%}$ et $S_{95\%}$.

$H_{5\%} = 1602.6 \text{ m.}$

$H_{50\%} = 1459 \text{ m.}$

$H_{95\%} = 1370.2 \text{ m}$

- Altitude moyenne du Bassin Versant :

Celle-ci est obtenue par procédé analytique présenté comme suit :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots \text{III.8}$$

avec,

H_{moy} : l'altitude moyenne (m);

S_i : surface partielle comprise entre deux courbes de niveaux consécutives n et n-1 (km²);

S : surface totale du bassin versant km²;

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveaux consécutives n et n-1 (m).

$$H_i = \frac{H_{n-1} + H_n}{2} \dots\dots\dots \text{III.9}$$

Tableau III.2 Altitudes et surfaces correspondantes a chaque tranche d'altitude

H _i (m)	S _i (km ²)
1609	0,14
1575	0,251
1525	0,543
1475	1,125
1425	1,395
1375	1,154
1340	0,253

On trouve donc la valeur de l'altitude moyenne : $H_{\text{moy}} = 1440,3 \text{ m}$.

- La pente moyenne du bassin versant I_m :

$$I_m = \frac{\Delta H * (0.5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5l_n)}{S} \dots \dots \dots \text{III.10}$$

avec,

ΔH : Dénivelée du bassin versant ;

l_i : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2,3,...n ;

S : surface du bassin versant (km²).

Longueurs des courbes de niveau :

Tableau III.03 Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau

Courbes de niveaux	Longueur (m)
1600	486.7
1550	2684
1500	5262.9
1450	6116
1400	6040
1300	1772

On trouve : $I_m = 0.22 \text{ m/m}$.

- Les indices de pente :

✓ **Indice de pente global I_g :** Il est calculé à partir de la relation suivante :

$$I_g = \frac{D}{L_r} = \frac{H_{95\%} - H_{5\%}}{L_r} \dots \dots \dots \text{III.11}$$

avec,

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

L_r : Long du rectangle équivalent (km).

$H_{95\%}$ et $H_{5\%}$ sont respectivement les altitudes correspondantes à $S_{95\%}$ et $S_{5\%}$.

$$I_g = 51.64 \text{ km/m}$$

$$I_g = 5.16 \%$$

$0.05 < I_g < 0.1$ donc le relief est fort.

✓ **Indice de pente de Roche (I_p) :**

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \sqrt{a_i * d_i} \dots \dots \dots \text{III.12}$$

avec,

L_r : rectangle équivalent du bassin versant (km) ;

a_i : rapport entre la surface partielle et la surface total (km^2) ;

d_i : dénivelée entre deux courbes de niveaux consécutives (m).

$$\text{On trouve : } I_p = 2.54 \%$$

Tableau III.04 : Dénivelées et rapports de surfaces pour chaque tranche d'altitudes

altitude	Dénivelée « d _i »	s. partielle/ s. total « a _i »	$\sqrt{d_i \cdot a_i}$
(m)	(m)		
1618-1600	18	0,003	0,24
1600-1550	50	0,053	1,63
1550-1500	50	0,115	2,39
1500-1450	50	0,238	3,45
1450-1400	50	0,295	3,84
1400-1350	50	0,244	3,49
1350-1331	19	0,053	0,98

✓ **Indice de pente moyenne I_{pm}**

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée entre l'altitude maximale H_{max} et celle de l'exutoire H_{min} et la longueur de rectangle équivalent L.

$$I_{pm} = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots \dots \dots \text{III.13}$$

$$I_{pm} = 0.063 \text{ m/m} = 6.37\%$$

- Densité 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 différentes surfaces. Elle est calculée à partir de la formule suivante :

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots \dots \dots \text{III.14}$$

avec,

I_g : Pente globale (m / Km);

S : Surface totale du bassin versant (Km²).

$$D_s = 112.37 \text{ m}$$

Tableau III.3 Classification selon le type de relief O.R.S.T.O.M.

Type de 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	Très fort	>500

D'après la classification, le relief de notre bassin versant est assez modéré ($D_s = 112.37 < 520$).

Remarque :

D'après la classification du type de relief en fonction de la densité spécifique et celle en fonction de la pente globale du bassin versant, notre relief est entre assez modéré et fort.

I.1.1.4 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

- Réseau hydrographique :

La restitution du réseau hydrographique est faite sur la même carte utilisée pour la délimitation du bassin versant. Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau. Il existe plusieurs classifications, la plus courante est la classification de SCHUM dans laquelle il est considéré « d'ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x) »

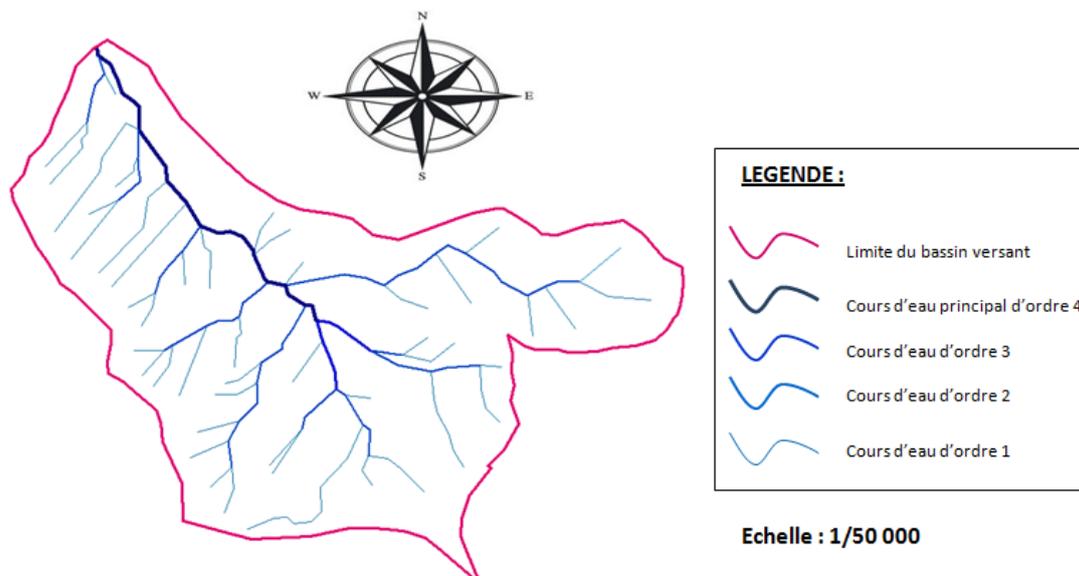


Figure III.6 Délimitation et réseaux hydrographiques du bassin versant

- La densité de drainage D_d (km/km²) :

Elle reflète la dynamique et le type de ruissellement du bassin.

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots \text{III.15}$$

avec,

L_i : Longueur total des talwegs (km),

S : Surface totale du bassin (km²).

$$D_d = 4.81 \text{ km/km}^2$$

- Densité du thalweg élémentaire :

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots \text{III.16}$$

avec,

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1=47$;

S : Superficie du bassin versant (Km²).

$$F_1 = 9.92$$

- Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \times F_1 \dots\dots\dots \text{III.17}$$

$$C_t = 47.72 \text{ Km}^{-3}$$

- Le temps de concentration du bassin versant :

Le temps de concentration est le temps qui sépare la fin de la pluie efficace de la fin du ruissellement direct. C'est le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire. C'est une caractéristique importante de tout bassin versant.

✓ **Formule de L'A.N.R.H :**

Pour le calcul du temps de concentration, on utilise la formule de Sogreah développée sur la demande de l'ANRH puisqu'elle est vérifiée et recommandée pour les petits bassins versants de l'Algérie. Elle est donnée comme suit :

$$T_c = 3 \left(\frac{S \times l_{cp}}{(10 \times i)^{3/2}} \right)^{1/4} \dots \dots \dots \mathbf{III.18}$$

avec,

T_c : Temps de concentration, (h) ;

S : Superficie du bassin versant, (Km²);

L_{cp} : Longueur du talweg principal (Km) ;

i : Pente du talweg principal (%).

$$T_c = 1.6 \text{ h}$$

- Vitesse de ruissellement:

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \dots \dots \dots \mathbf{III.19}$$

avec,

L_p : long du thalweg (km) ;

T_c : temps de concentration (h).

$$V_r = 2.16 \text{ km/h}$$

Tableau III.4 Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	Km ²	4.7345
Périmètre		P	km	11.15
Longueur du thalweg principal		L	Km	3.46
Indice de compacité		K _c	-	1.42
Coefficient d'allongement		C _a	-	2.53
Rectangle équivalent	longueur	L _r	Km	4.5
	largeur	l _r	Km	1.05
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1618
	moyenne	H _{moy}	m	1440.3
	médiane	H _{50%}	m	1459
	minimale	H _{min}	m	1331
pente moyenne du bassin versant		I _m	m/m	0.22
Indice de pente de Roche		I _p		2.54
Indice de pente globale		I _g	%	5.16
Indice de pente moyenne		I _{pm}		6.37
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	4.81
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	47.65
Temps de concentration		T _c	h	1.6
Vitesse de ruissellement		V _r	m/s	2.16

III.1.1.4 Caractéristiques climatiques

L'objectif de l'étude climatique est de fournir les données nécessaires concernant le climat pour la conception de la digue et ses ouvrages annexes. Les conditions climatiques au niveau du bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau.

Les facteurs déterminant le climat sont :

Les précipitations avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température, le vent qui a une influence sur l'évaporation et la transpiration.

Nous avons exploité dans cette étude les données d'observations de la station de Babar (code ANRH (06-18-04) en ce qui concerne la pluie et pour les autres paramètres climatiques on a pris les données des stations Arris et Mena. Ces dernières sont les plus proches stations qui se trouvent au voisinage du bassin versant de Merfegue-es-Seid. Les caractéristiques géographiques de ces dernières sont les suivantes :

Tableau III.5 Caractéristiques géographiques des stations (source ANRH)

station	Code	Coordonnées			Période d'observations
		X	Y	Z	
BABAR	06-18-04	901.10	217.00	1100	43 ans
ARRIS	06-18-04	831.70	222.40	1100	34 ans
MENAA	06-13-04	801.25	213.25	983	19 ans

- Température :

Tableau III.6 Répartition mensuelle des températures en (°C) (Source ANRH)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
T_{moy} (°C)	5.3	6.6	8.8	13.1	15.3	22.3	24.6	23.6	20.3	15.0	9.9	6.8	14.3

On remarque d'après les observations faites au niveau de la station d'Arris que la température maximale est enregistrée au mois de juillet 24.6°C, et la température minimale au mois de janvier 5.3°C. La température moyenne annuelle est de 14.3°.

- L'évapotranspiration :

Le tableau suivant résume les moyennes de l'évapotranspiration au niveau de la station d'Arris :

Tableau III.7 Répartition mensuelle de l'évapotranspiration (en mm et %).

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Somme
ETP(mm)	34	48	85	138	170	227	248	216	152	95	49	30	1492
ETP(%)	2,28	3,22	5,70	9,25	11,39	15,2	16,62	14,48	10,19	06,39	3,28	2,01	100

- L'évaporation :

L'évaporation a été déterminée en fonction de l'évapotranspiration par la relation suivante :

$$E_{vp} \text{ (mm)} = 0.8 * ETP \text{ (mm)} * K / 0.6 \dots \dots \dots \text{III.20}$$

avec,

K : coefficient de correction mensuel

Les valeurs de K sont prises du tableau N° XII selon la méthode utilisée par L'ANRH (Notice explicative de la carte des évapotranspirations potentielles du nord de l'Algérie : Edition juin 2002).

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.8 Résultats de calculs de l'évaporation mensuelle (mm).

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Somme
ETP (mm)	34	48	85	138	170	227	248	216	152	95	49	30	1492
K	0.9	0.85	0.60	0.55	0.55	1	1	1	0.65	0.70	0.85	0.90	
Evaporation (mm)	40.8	54.4	68.0	101.2	124.6	302.6	330.6	288.0	131.7	88.67	55.53	36.0	1622.3

- Vents :

L'intensité moyenne mensuelle des vents en mètre par seconde sur une période de (1967-1986) (Station de Menaâ).

Tableau III.9 L'intensité moyenne mensuelle des vents m/s

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moyenne Annuelle
vent (m/s)	4.8	4.9	4.3	4.4	4.1	4.0	4.3	3.9	3.4	3.7	3.7	4.4	4.16

Tableau III.10 Les besoins moyennes mensuelles en m³

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Somme
Besoins (m3)	6785	4421	2349	1249	1168	2490	2805	5333	6616	20049	22797	19033	95100,74
Besoins (%)	7.78	5.19	3.33	1.55	0.90	2.41	3.56	6.19	8.04	20.38	21.39	19.27	100

- Pluviométrie :

Les précipitations moyennes interannuelles Pa sont exprimées en mm sous forme de lame de pluie (Source ANRH).

La station de BABAR est la station la plus proche du site de la retenue. Elle est située au Nord-Ouest à une distance de 7 Km. Elle contient une série de données s'étalant sur 43 ans de 1967 à 2011. La période d'observation étant la plus récente avec une chronologie continue jusqu'à l'année 2011.

✓ **Répartition de la pluie moyenne dans le bassin**

La pluie annuelle moyenne dans la région d'étude est comprise entre 130 et 750 mm d'après la carte des pluies du Nord de l'Algérie (ANRH édition 2002).

Les pluies moyennes mensuelles de la station de Babar représentées dans le tableau suivant montrent les variations saisonnières et leur distribution à l'échelle annuelle.

Tableau III.11 Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Somme
P (mm)	39,9	30,7	27,8	23,4	21,4	24,0	34,0	29,9	35,4	20,8	13,0	21,0	321.4
P (%)	12,4	9,6	8,6	7,3	6,7	7,5	10,6	9,3	11,0	6,5	4,1	6,5	100

La moyenne de la pluie annuelle est donc de 321.4 mm.

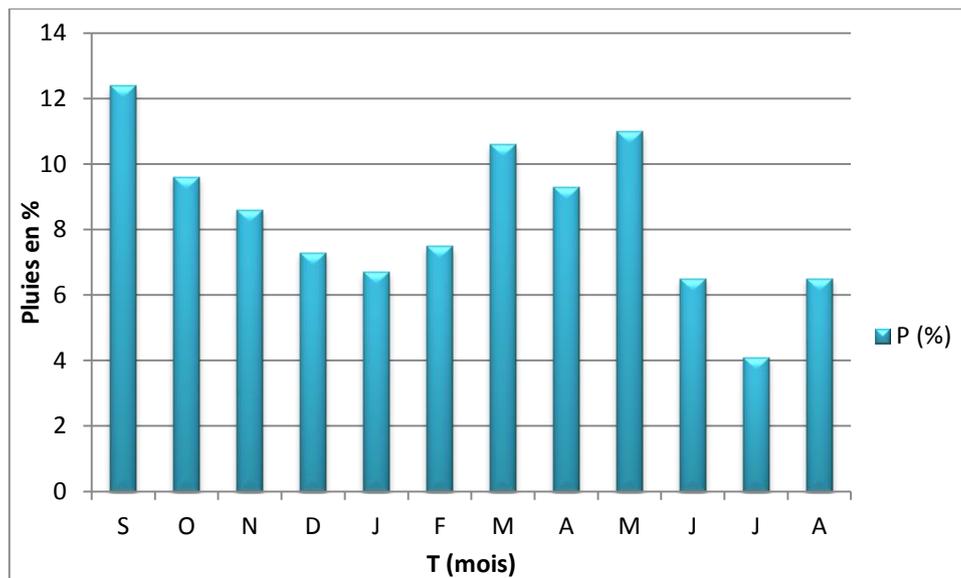


Figure III.7 Répartition mensuelle des précipitations.

III.1.2 Etude des précipitations

III.1.2.1 Précipitations maximales journalières

Les pluies maximales journalières ($P_{\max j}$) de fréquences (ou période de retour) rares sont génératrices de crues exceptionnelles contre lesquelles il faut prémunir les ouvrages.

La série des pluies maximales journalières enregistrées à la station pluviométrique (06-18-04) à été choisie comme étant la plus représentative des maxims journaliers pouvant se produire dans la zone d'étude.

III.1.2.2 Ajustement des pluies maximales journalières

L'ajustement de la série des précipitations maximales journalières permet de déterminer les quantiles. Une étude comparative a été faite entre les lois d'ajustement afin de déterminer la loi qui ajuste mieux les précipitations maximales journalières. L'ajustement des pluies maximales journalières est effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN ».

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel et Galton en utilisant le logiciel Hyfran, avec une comparaison des deux graphiques des droites de régression obtenues par les deux ajustements.

III.1.2.2.1 Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance) :

C'est la loi à double exponentielle, elle s'applique pour les précipitations maximales journalières afin de déterminer les valeurs fréquentielles.

➤ **Résultats de l'ajustement :**

Paramètre :

Nombre d'observations: $n = 43$

$u = 28.5283$

α (alpha) = 10.6035

Quantiles :

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

$T = 1 / (1-q)$ (maximum de vraisemblance)

Tableau III.12 Valeurs caractéristiques d'ajustement à la loi de Gumbel.

Période de retour T (ans)	Probabilité de fréquence q	Xt (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	126	12.5	102 - 151
2000.0	0.9995	109	10.4	88.7 - 130
1000.0	0.9990	102	9.53	83.1 - 120
200.0	0.9950	84.7	7.49	70.0 - 99.4
100.0	0.9900	77.3	6.62	64.3 - 90.3
50.0	0.9800	69.9	5.76	58.6 - 81.2
20.0	0.9500	60.0	4.62	51.0 - 69.1
10.0	0.9000	52.4	3.77	45.0 - 59.8
5.0	0.8000	44.4	2.93	38.7 - 50.2

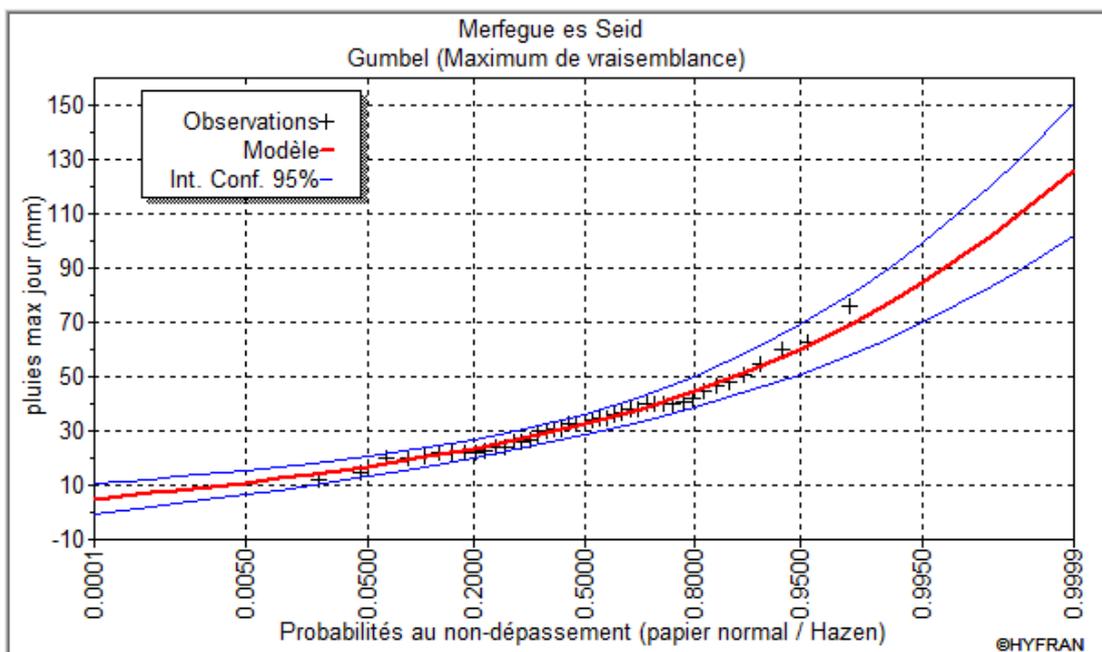


Figure III.8 Ajustement à la loi de Gumbel

Tableau III-13 Répartition Comparative des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	11
Maximum	Aucun	58.5
Moyenne	32.3	32.3
Ecart-type	12	12
Médiane	30.3	33
Coefficient de variation (C_v)	0.372	0.372
Coefficient d'asymétrie (C_s)	1.14	0.141
Coefficient d'aplatissement (C_k)	2.4	3.31

III.1.2.2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log-normal) (Maximum de vraisemblance)

C'est la loi log-normal, elle s'applique pour les précipitations maximales journalières pour détermination des valeurs fréquentielles.

➤ Résultats de l'ajustement

Paramètre :

Nombre d'observations: $n = 43$

μ (mu) = 3.47376

α (alpha) = 0.381477

Quantiles :

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

$T = 1/(1-q)$ (Maximum de vraisemblance).

Tableau III.14 Valeurs caractéristiques d'ajustement à la loi de GALTON

Période de retour T (ans)	Probabilité de fréquence q	Xt (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95 %)
10000.0	0.9999	133	22.0	90.1 - 176
2000.0	0.9995	113	16.8	80.2 - 146
1000.0	0.9990	105	14.8	75.8 - 134
200.0	0.9950	86.2	10.5	65.6 - 107
100.0	0.9900	78.4	8.85	61.0 - 95.7
50.0	0.9800	70.6	7.30	56.3 - 84.9
20.0	0.9500	60.4	5.43	49.8 - 71.1
10.0	0.9000	52.6	4.15	44.5 - 60.7
5.0	0.8000	44.5	3.02	38.5 - 50.4

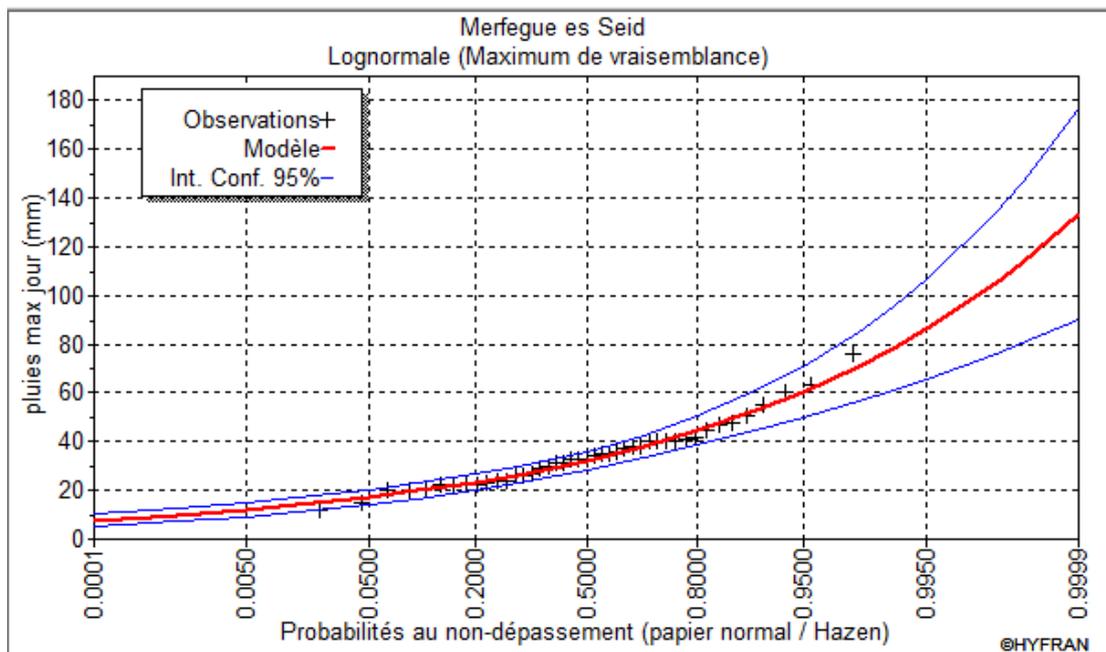


Figure III.9 Ajustement à la loi de Galton

Tableau III-15 : Représentation Comparative des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	12
Maximum	Aucun	76
Moyenne	34.7	34.6
Ecart-type	113.7	13.2
Médiane	32.3	33
Coefficient de variation (C_v)	0.396	0.382
Coefficient d'asymétrie (C_s)	1.25	0.959
Coefficient d'aplatissement (C_k)	5.9	3.84

D'après les deux graphiques d'ajustement (droite d'Henery), on conclut que la pluie maximale journalière suit une loi lognormale (loi de Galton). Notons même que le teste de l'adéquation « Khi carré » établi par « HYFRAN » a montré aussi qu'elle est adéquate.

D’après les résultats d’ajustement représenté sous forme des courbes et des tableaux on peut accepter aisément l’ajustement à une loi de Galton puisque dans le cas de la loi de Gumbel l’intervalle de confiance contient des valeurs négatives.

III.1.2.3 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

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

$$P_{\max t p\%} = P_{\max j p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots\text{III.21}$$

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 $b = 0.38$ pour la station de Babar (source : ANRH).

L’intensité de fréquence p% est donnée par la formule suivante :

$$I_t = P_{tp} / t \dots\dots\dots\text{III.22}$$

Dans ce cas; t égal au temps de concentration $T_c = 1.6$ h.

Tableau III-16 : Intensité des pluies de différentes valeurs de fréquences

Fréquence	P_{tc} (mm)	Intensité (mm/h)
0,9999	56,95	35,59
0,9995	48,38	30,24
0,999	44,96	28,10
0,995	36,91	23,07
0,99	33,57	20,98
0,98	30,23	18,89
0,95	25,86	16,16
0,9	22,52	14,08
0,8	19,05	11,91

Tableau III.17 : Pluies de courtes durées et intensité des pluies

t (h)	frequence	T	frequence	T	frequence	T	frequence	T
	0,99	100 ans	0,98	50 ans	0,95	20 ans	0,9	10 ans
	p tc mm	I mm/h	p tc mm	I mm/h	p tc mm	I mm/h	p tc mm	I mm/h
0,5	18,01	36,01	16,22	32,43	13,87	27,75	12,08	24,16
1	23,43	23,43	21,10	21,10	18,05	18,05	15,72	15,72
1,5	27,34	18,22	24,62	16,41	21,06	14,04	18,34	12,23
2	30,49	15,25	27,46	13,73	23,49	11,75	20,46	10,23
2,5	33,19	13,28	29,89	11,96	25,57	10,23	22,27	8,91
3	35,57	11,86	32,04	10,68	27,41	9,14	23,87	7,96
3,5	37,72	10,78	33,97	9,71	29,06	8,30	25,31	7,23
4	39,68	9,92	35,74	8,93	30,57	7,64	26,62	6,66
4,5	41,50	9,22	37,37	8,30	31,97	7,11	27,84	6,19
5	43,20	8,64	38,90	7,78	33,28	6,66	28,98	5,80
5,5	44,79	8,14	40,33	7,33	34,51	6,27	30,05	5,46
6	46,29	7,72	41,69	6,95	35,67	5,94	31,06	5,18
6,5	47,72	7,34	42,98	6,61	36,77	5,66	32,02	4,93
7	49,09	7,01	44,20	6,31	37,82	5,40	32,93	4,70
7,5	50,39	6,72	45,38	6,05	38,82	5,18	33,81	4,51
8	51,64	6,46	46,50	5,81	39,79	4,97	34,65	4,33
8,5	52,85	6,22	47,59	5,60	40,71	4,79	35,46	4,17
9	54,01	6,00	48,63	5,40	41,61	4,62	36,23	4,03
9,5	55,13	5,80	49,64	5,23	42,47	4,47	36,99	3,89
10	56,21	5,62	50,62	5,06	43,31	4,33	37,71	3,77
10,5	57,26	5,45	51,57	4,91	44,12	4,20	38,42	3,66
11	58,29	5,30	52,49	4,77	44,90	4,08	39,11	3,56
11,5	59,28	5,15	53,38	4,64	45,67	3,97	39,77	3,46
12	60,25	5,02	54,25	4,52	46,41	3,87	40,42	3,37
12,5	61,19	4,89	55,10	4,41	47,14	3,77	41,05	3,28
13	62,11	4,78	55,93	4,30	47,85	3,68	41,67	3,21
13,5	63,00	4,67	56,74	4,20	48,54	3,60	42,27	3,13
14	63,88	4,56	57,52	4,11	49,21	3,52	42,86	3,06
14,5	64,74	4,46	58,30	4,02	49,87	3,44	43,43	3,00
15	65,58	4,37	59,05	3,94	50,52	3,37	44,00	2,93
15,5	66,40	4,28	59,79	3,86	51,15	3,30	44,55	2,87
16	67,20	4,20	60,52	3,78	51,78	3,24	45,09	2,82
16,5	68,00	4,12	61,23	3,71	52,38	3,17	45,62	2,76
17	68,77	4,05	61,93	3,64	52,98	3,12	46,14	2,71
17,5	69,53	3,97	62,62	3,58	53,57	3,06	46,65	2,67
18	70,28	3,90	63,29	3,52	54,15	3,01	47,15	2,62
18,5	71,02	3,84	63,95	3,46	54,71	2,96	47,65	2,58
19	71,74	3,78	64,60	3,40	55,27	2,91	48,13	2,53

19,5	72,45	3,72	65,24	3,35	55,82	2,86	48,61	2,49
20	73,15	3,66	65,87	3,29	56,36	2,82	49,08	2,45
20,5	73,84	3,60	66,50	3,24	56,89	2,78	49,54	2,42
21	74,52	3,55	67,11	3,20	57,41	2,73	50,00	2,38
21,5	75,19	3,50	67,71	3,15	57,93	2,69	50,45	2,35
22	75,85	3,45	68,30	3,10	58,44	2,66	50,89	2,31
22,5	76,50	3,40	68,89	3,06	58,94	2,62	51,33	2,28
23	77,14	3,35	69,47	3,02	59,43	2,58	51,76	2,25
23,5	77,78	3,31	70,04	2,98	59,92	2,55	52,18	2,22
24	78,40	3,27	70,60	2,94	60,40	2,52	52,60	2,19

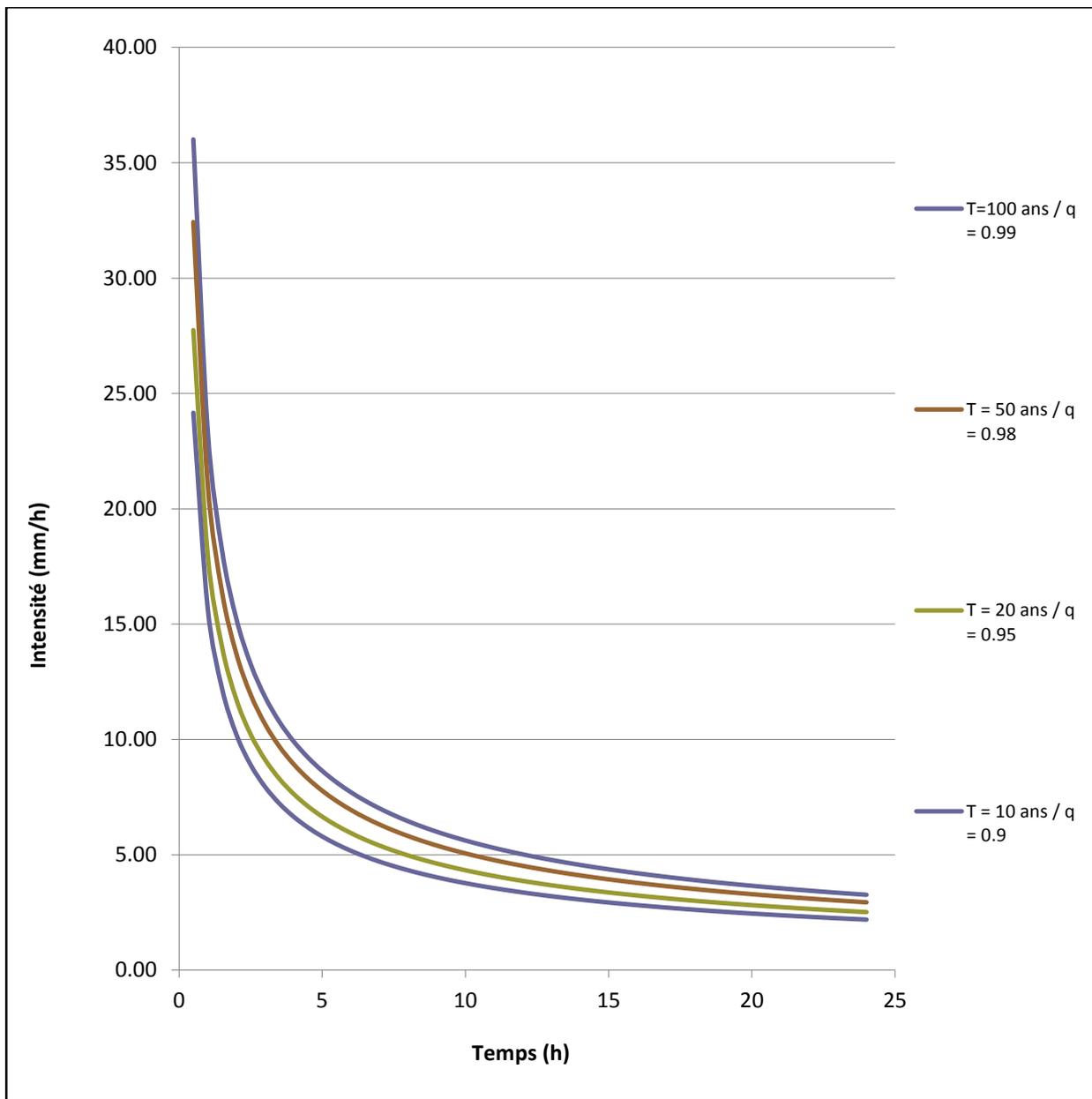


Figure III.10 : Présentation graphique des courbes intensités des courtes pluies

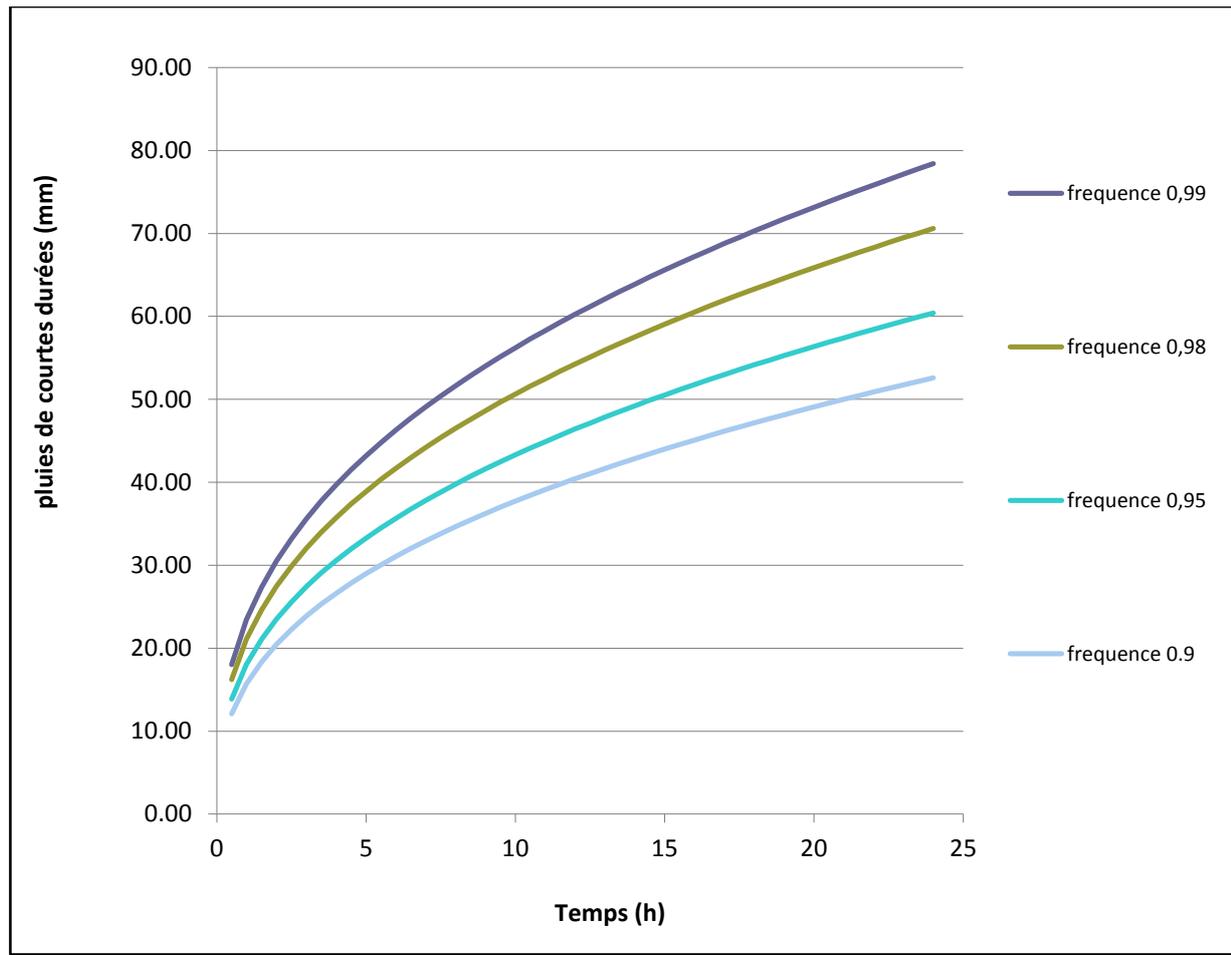


Figure III.11 : Présentation graphique des pluies de courte Durée

III.1.3 Etude des apports

La détermination de ces apports est orientée de préférence aux observations hydrométriques, quand elles existent sur le bassin versant propre du site étudié ou par analogie avec un bassin versant voisin. A défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basés sur la pluviométrie devront être appliqués, ces modèles dépendent de précipitation et du déficit.

$$Q = f (P,D) \dots\dots\dots \text{III.23}$$

avec,

Q : débit annuel d’écoulement (apport) (m³/s) ;

P : précipitation moyenne annuelle (m) ;

D : déficit qui englobe toutes les pertes du bilan hydrologique (m).

Puisque les données hydrométriques ne sont pas disponibles au niveau de notre talweg principal, les apports seront estimés à l’aide des formules empiriques.

III.1.3.1 Apport moyen interannuel (A_0) :

A base de manque de séries hydrométriques au niveau du talweg principal, les apports seront estimés à partir des formules empiriques.

- Formule de l'ANRH :

$$A_0 = 0.915 \cdot P^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots \text{III.24}$$

avec,

P : Pluie moyenne annuelle (m).

S : Superficie du bassin versant (Km^2).

$$A_0 = 0.162 \text{ Mm}^3$$

- Formule de Turc :

$$A_0 = L_e * S \dots\dots\dots \text{III.25}$$

avec,

L_e : Lamme d'eau écoulée ; $L_e = P_{\text{moy}} - D$;

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

D : Déficit de l'écoulement (mm) ; $D = \frac{P}{0.9 - \frac{P}{L^2}}$;

L : Variable théorique ; $L = 300 + 25 T_{\text{moy}} + 0.05 (T_{\text{moy}})^3$

T_{moy} : Température moyenne annuel de l'air ; $T = 14.3^\circ\text{C}$.

$L = 803.71$; $L_e = 39.5 \text{ mm}$;

donc :

$$A_0 = 0.187 \text{ Mm}^3$$

- Formule de Samie :

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots \text{III.26}$$

avec,

P_{moy} : Pluie moyenne (m) ;

S : Surface du bassin versant (km^2) ;

L_e : Lamme d'eau écoulée (mm).

$L_e = 29.77 \text{ mm}$.

$$A_0 = 0.141 \text{ Mm}^3$$

- Sur la base de ces résultats sera retenue la valeur pour l'apport moyen de $A_0 = 0.162 \text{ Mm}^3$.

Tableau III.18 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Somme
A(Mm ³)	0,02	0,16	0,014	0,012	0,01	0,012	0,017	0,015	0,018	0,011	0,007	0,011	0,162
A(%)	12,4	9,6	8,6	7,3	6,7	7,5	10,6	9,3	11,0	6,5	4,1	6,5	100

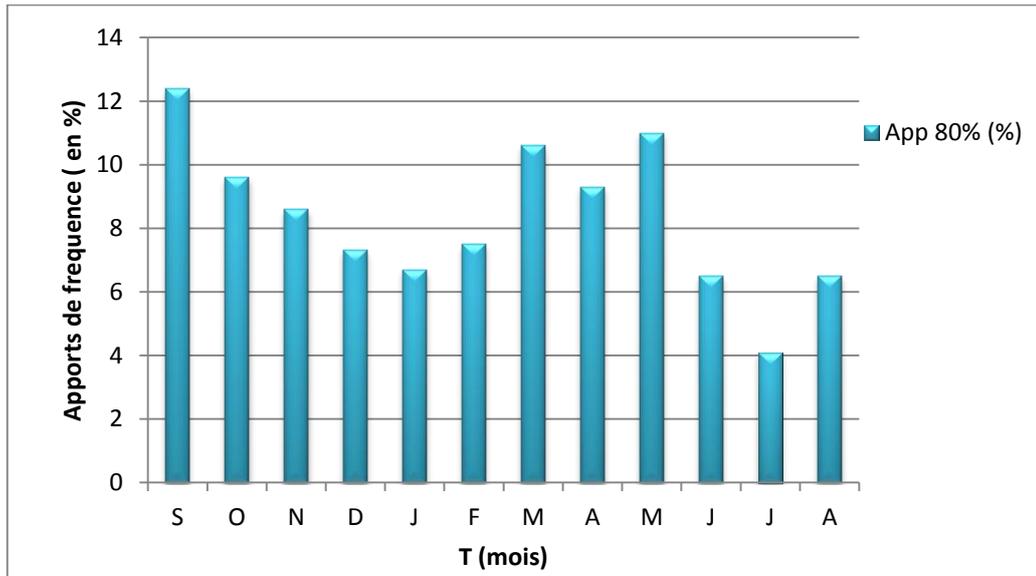


Figure III.12 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

III.1.3.2 Caractéristiques de l'écoulement

- Module de l'écoulement :

Il est donné par :

$$M_e = A_{moy} / T \dots\dots\dots \text{III.27}$$

avec,

A_{moy} : Apport moyen annuel (l) ;

T : Temps d'une année (s) ; T = 31,536.10⁶ s.

$$M_e = 5.14 \text{ l/s}$$

- Module de l'écoulement relatif (spécifique) :

On a :

$$M_0 = M_e / S_{BV} \dots\dots\dots \text{III.28}$$

avec,

M₀: Module de l'écoulement (l/s) ;

S : Superficie du bassin (Km²).

$$M_0 = 1.09 \text{ l/s/Km}^2$$

- Lame d'eau écoulée :

$$Le = A_{\text{moy}}/S_{\text{BV}} \dots\dots\dots \text{III.29}$$

$$Le = 34.22 \text{ mm.}$$

- Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par :

$$Ce = Le / P_{\text{moy}} \dots\dots\dots \text{III.30}$$

$$Ce = 0.106$$

III.1.3.3 Le coefficient de variation

Les calculs sont effectués à partir des formules empiriques, à savoir :

- Formule de Sokolovsky :

$$Cv = 0.78 - 0.29 \log_{10} M_0 - 0.063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots \text{III.31}$$

avec,

M_0 : Module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

S : Surface du bassin versant (Km²).

$$Cv = 0.74$$

- Formule de Kristekly Menkel:

$$Cv = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27}) \dots\dots\dots \text{III.32}$$

avec,

M_0 : module de l'écoulement relatif

$$Cv = 0.738$$

- Formule de Antonov :

$$Cv = 0.7 / (S + 1000)^{0.097} \dots\dots\dots \text{III.33}$$

$$Cv = 0,358$$

Formule de Padoun :

$$Cv = \frac{0.93}{M_0^{0.23}} \dots\dots\dots \text{III.34}$$

$$Cv = 0.91$$

- Formule Urgiprovodkmoz:

Formule établie sur la base des données de l'apport de 21 bassins des petits oueds de l'Algérie du Nord.

$$C_v = \frac{0,70}{M^{0,125}} \dots \text{III.35}$$

avec,

M_0 : module spécifique en l/s/Km² ($M = 1.09$ l/s/Km²).

$$C_v = 0.69$$

On opte pour la formule de Sokolovsky, car elle est la plus utilisée et dépend de plusieurs paramètres par rapport aux autres méthodes, donc $C_v = 0.73$.

III.1.3.4 Irrégularité des apports

III.1.3.4.1 Estimation fréquentielle des apports

Pour le dimensionnement de notre barrage, une étude des apports fréquentiels paraît nécessaire. Pour cela, il faut tout d'abord calculer le coefficient de variation.

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

$$A_{p\%} = \frac{A}{(C_v^2 + 1)^{\frac{1}{2}}} e^{u[\ln(C_v^2 + 1)]^{\frac{1}{2}}} \dots \text{III.36}$$

avec,

$A_{p\%}$: Apport de fréquence donnée (Hm³).

μ : Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel (Hm³).

C_v : Coefficient de variation.

L'apport fréquentiel est alors :

$$A_{p\%} = 0.16^* e^{0.5u} \dots \text{III.37}$$

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

Tableau III.19 : Résultats de calcul des apports fréquentiels

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
Fréquence p(%)	80	10	5	2	1	0.1
variable de Gauss	- 0.84	1.28	1.64	2.05	2.32	3.1
Apport _{p%} (Mm ³)	0.11	0.3	0.36	0.45	0.51	0.75

Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% c'est-à-dire le remplissage garanti de 8 années sur 10.

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ;

On a : $A_{80\%} = 0.11 \text{ Mm}^3$.

Tableau III.20 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Somme
A(Mm ³)	0,01 364	0,010 56	0,009 46	0,008 03	0,007 37	0,008 25	0,011 66	0,010 23	0,008 8	0,005 2	0,003 28	0,005 2	0.11
A(%)	12,4	9,6	8,6	7,3	6,7	7,5	10,6	9,3	11,0	6,5	4,1	6,5	100

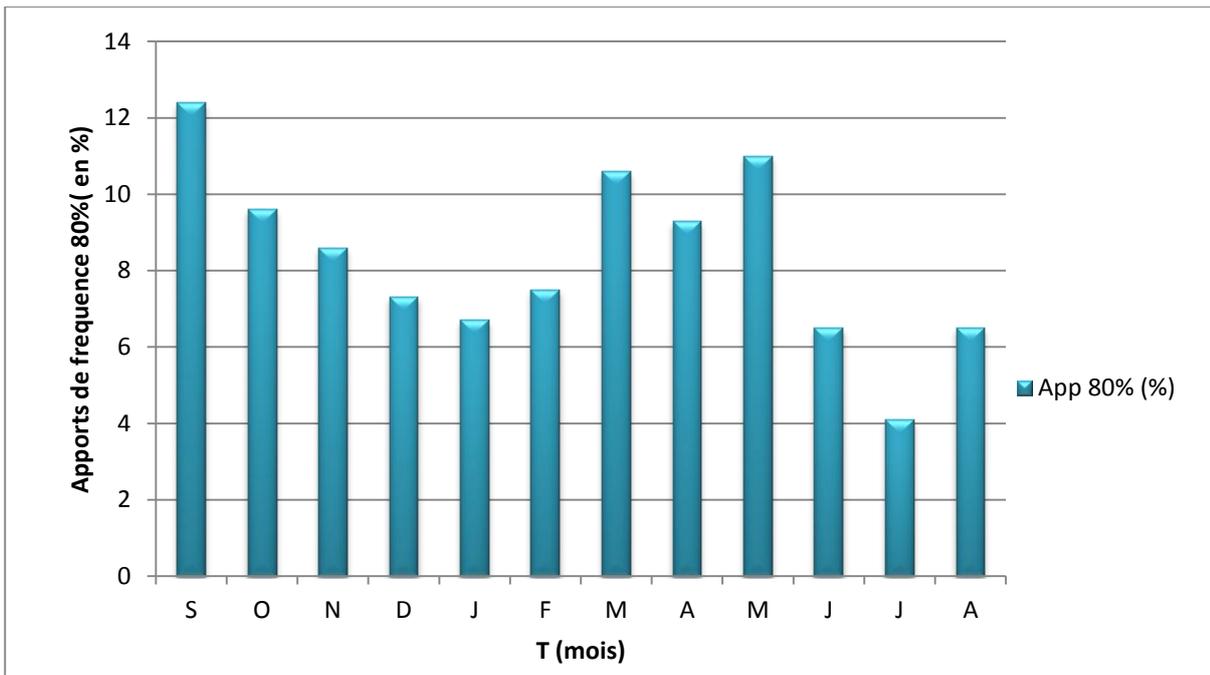


Figure III.13: Répartition mensuelle de l’apport moyen annuel de fréquence 80%

III.1.3.4.2 Transport solide

Ces apports solides dépendent de l’étendue du relief du B.V, de la résistance à l’érosion de sol, liée elle-même à la végétation par la présence des racines et à la nature géologique des roches et au régime des pluies et des températures.

➤ **Détermination du volume mort**

Généralement, le volume mort est destiné à maintenir un niveau de saturation aux environs de la digue, de maintenir l’équilibre écologique et de servir de réservoir pour stocker les sédiments. La quantité des sédiments qui se dépose dans la cuvette du barrage est une partie de l’écoulement solide du cours d’eau. Les dépôts durant les premières années d’exploitation présentent un grand pourcentage de cet écoulement mais au fur et à mesure que l’envasement se poursuit ce taux devient minime.

Le manque de données de mesure du transport solide nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet l’ordre de grandeur acceptable de l’écoulement solide.

La formule utilisée est empruntée au guide maghrébin pour l’exécution des études et des travaux de retenues collinaires, éditée par le P.N.U.D en mai 1987.

C’est la formule de Tixeront est recommandée pour la région de l’Est algérien pour l’évaluation du taux d’abrasion:

- Formule de Tixeront:

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

$$T_s = \alpha \cdot L^{0.15} \dots \dots \dots \text{III.38}$$

avec,

T_s : le transport solide (t/Km²/an) ; $T_s = 127.41$ (t/Km²/an) ;

L_0 : la lame écoulée (mm) ;

α : Paramètre caractérisant la perméabilité ; $\alpha = 75$ (pour des faibles à moyennes perméabilités).

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 - 1.10) \frac{Q_s \times T}{\gamma_s} \dots \dots \dots \text{III.39}$$

Q_s : Le débit solide (t/an) ; $Q_s = T_s * S$;

T : Délai de service ; $T = 10$ ans ;

γ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\gamma_s = 1.6$ t/m³).

S : Superficie du bassin versant (km²).

$$Q_s = 2815.04 \text{ t/an}$$

donc : $V_m = 0.00415 \text{ Mm}^3$

III.1.4 Etude des crues

Le but de cette partie est de déterminer les hydrogrammes de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxima probables correspondants. La détermination de ces hydrogrammes de crues probables ne reste pas sans difficultés quant au choix de la méthode utilisée surtout en absence de données.

Pour ce fait, des formules empiriques ont été développées pour l'estimation des débits maxima probables, et on procédera pour la construction des hydrogrammes de crues par la méthode des isochrones ou la méthode de l'hydrogramme synthétique.

Les paramètres définissant une crue est :

- 1- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- 2- Le volume de la crue.
- 3- La forme de la crue (Hydrogramme de crues).
- 4- Le temps de base.

III.1.4.1 Détermination des débits maximaux fréquents par les formules empiriques

- Formule de Mallet-Gauthier :

$$Q_{\max, p\%} = 2.K.\log(1 + 20P_0) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4\log T - \log S} \dots \dots \dots \text{III.40}$$

avec,

$Q_{\max P\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s) ;

P_{moy} : Pluie moyenne interannuelle (m) ;

S : Superficie du bassin versant (Km²) ;

L : Longueur du talweg principal (Km) ;

K : Constante dépendant des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin : $3 < K < 4$

On prend : $K = 3,5$.

T : Période de retour (an).

- Formule de Possenti :

$$Q_{p\%} = \frac{\mu * P_{\max j \%}}{L_p} \dots \dots \dots \text{III.41}$$

avec,

$P_{\max j\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée (m)

S : Superficie du bassin versant (Km²).

μ : Coefficient compris entre 700 – 800 ; On prend $\mu = 750$.

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km).

- Formule de Turraza :

$$Q_{\max p\%} = \frac{C \times I_{tc}}{3,6} \times S \dots \dots \dots \text{III.42}$$

avec,

S : Superficie du bassin versant (Km²).

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

I_{tc} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée (mm/h).

Des études effectuées à l'A.N.R.H montrent qu'on adopte pour Cr les valeurs données dans le tableau ci-dessous :

- Formule de Sokolovsky :

$$Q_{\max p\%} = \frac{0,28 \times (P_{tc} - H_0) \times \alpha \times F \times S}{T_m} \dots \dots \dots \text{III.43}$$

avec,

P_{tc} : Précipitation de probabilité P% correspondant à un temps t_c , en mm ;

$T_m = T_c$: temps de concentration ;

F : Coefficient de forme de la crue : $F = 12 / (4 + 3\gamma)$;

Pour $S < 50$ Km². $\gamma = 2$.

Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable $2 \leq \gamma \leq 2,5$.

Pour un bassin boisé $3 \leq \gamma \leq 4$.

On prend : $\gamma = 2$. D'où : $F = 1,2$

H_0 : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie $H_0 = 14$ mm ;

S : Superficie du bassin (Km²) ;

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

- Formule de Giandotti :

$$Q_{\max p\%} = \frac{C \times S \times h_{tc,p\%} \times \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}{4 \times \sqrt{S} + 1.5 \times L} \dots \dots \dots \text{III.44}$$

avec,

S : Surface du bassin versant (Km²) ;

L : longueur du talweg principal (Km) ;

H_{moy} : Altitude moyenne (m) ;

H_{min} : Altitude minimale (m) ;

h_{tc,p%} : Lamme d'eau précipitée pour une probabilité donnée et d'une durée égale au temps de concentration des eaux.

C : Coefficient topographique variant entre 66 et 166. On prend C = 110.

Tableau III.21 : Débits maximaux des crues des différentes méthodes et périodes de retour

Méthodes	Période de retour (ans)					
	10	20	50	100	1000	10000
Formule de Mallet-Gauthier	32,33	36,55	41,48	44,85	54,57	62,81
Formule de Possenti	53,98	61,99	72,45	80,46	107,76	136,49
Formule de Turraza	6,43	8,12	10,36	13,42	20,54	29,27
Formule de Sokolovsky	67,55	103,51	160,61	211,94	437,38	758,85
Formule de Giandotti	20,61	23,67	27,67	30,72	41,15	52,12

Commentaire :

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont celle de Giandotti car elle contient le plus de paramètres hydrologiques caractérisant le bassin versant en plus elle est très utilisée en Algérie.

Pour les retenues collinaires, le débit de dimensionnement de l'évacuateur de crues est celui de période de retour 100 ans.

Donc on prend : $Q_{\max} = 30.72 \text{ m}^3/\text{s}$

III.1.4.2 Détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovsky

La Méthode de Sokolovsky assimile l'hydrogramme de crues à deux équations paraboliques, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue.

- Equation de montée de la crue :

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x \dots\dots\dots \text{III.45}$$

- Equation de décrue :

$$Q_d = Q_{\max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^y \dots\dots\dots \text{III.46}$$

avec,

Q_m : débit instantané de la montée (m^3/s) ;

Q_d : débit instantané de la décrue (m/s) ;

t_m : temps de la montée de la crue (h) ;

t_d : temps de la décrue (h) ;

Q_{\max} : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m^3/s) ;

x, y : Puissance des courbes ;

$x = 2$ pour la montée de la crue.

$y = 3$ pour la décrue.

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

$t_m = t_c$ (pour les petits bassins versants),

avec, t_c est le temps de concentration du bassin versant (heures).

$t_d = \delta t_m$;

Ou δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue ($\delta = 2.5$).

Tableau III.22 : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en fonction du temps (m³/s).

Temps (h)	Période de retour T (ans)					
	10	20	50	100	1000	10000
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,50	1,51	1,73	2,02	2,24	3,01	4,54
1,00	6,02	6,92	8,08	8,98	12,02	18,15
1,50	13,55	15,56	18,19	20,20	27,05	40,84
1,85	20,61	23,67	27,67	30,72	41,15	62,12
2,00	20,61	23,67	27,67	30,72	41,15	62,12
2,50	8,37	9,61	10,75	11,94	15,99	24,14
3,00	2,14	2,46	2,68	2,98	3,99	6,03
3,50	0,16	0,19	0,19	0,21	0,28	0,42
4,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

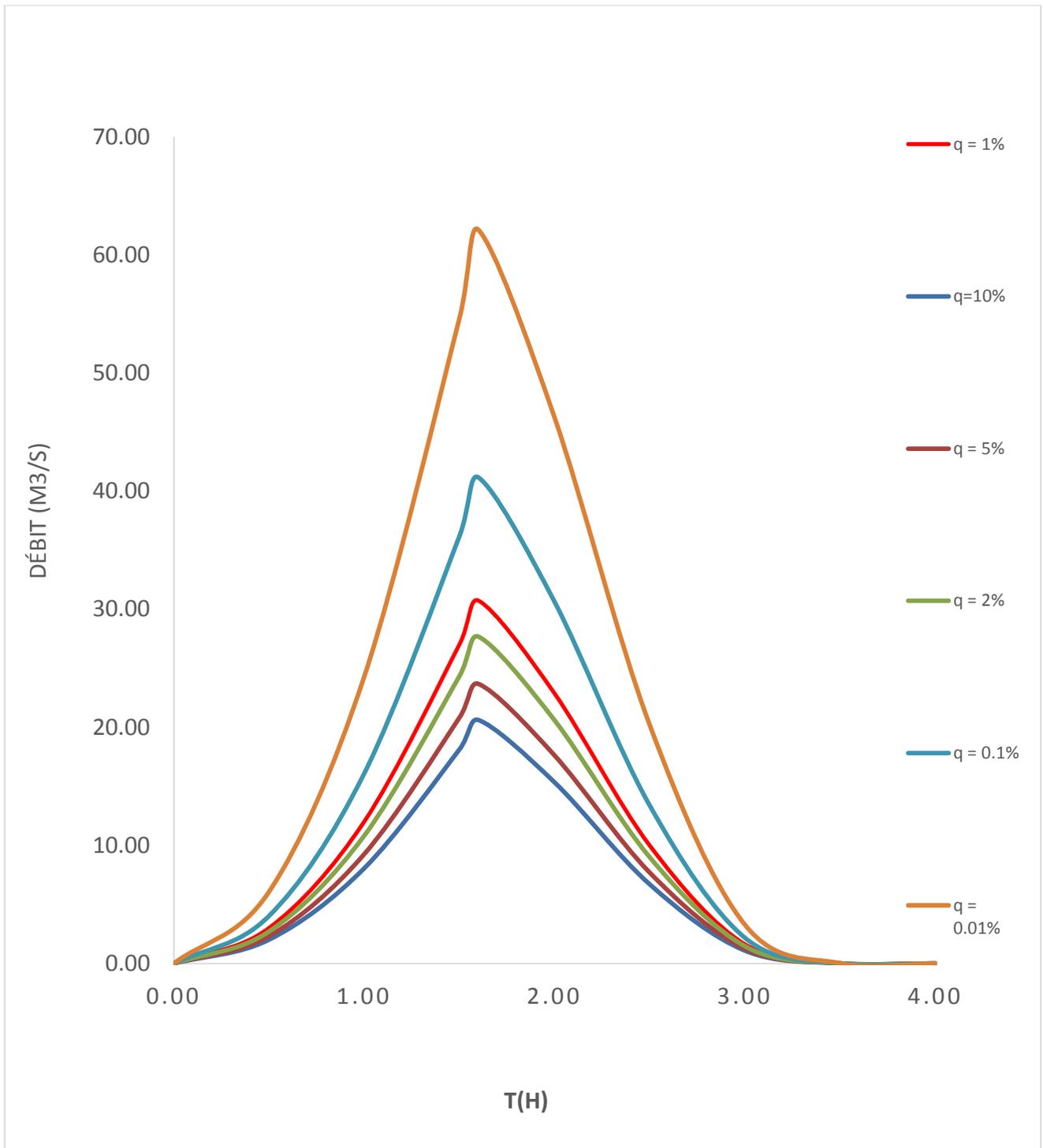


Figure III.14 : Hydrogramme des crues fréquentielles

III.1.4.3 Choix de la crue de projet

Elle est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer sans dommages graves à l'aval. 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.

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

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 1% (T = 100 ans) qui correspond à la catégorie de faibles dommages (pas de perte de vie et dommages légers, selon les recommandations du Comité Australien des Grands Barrages).

Tableau III.23 : Crues de projet recommandées (Source : Comité Australien recommandées)

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

D'où : $Q_{1\%} = 30.72 \text{ m}^3/\text{s}$

L'hydrogramme de la crue de projet ($Q_{0,1\%}$) et celui tracé par la méthode de Sokolovsky est donné par la Figure III.15.

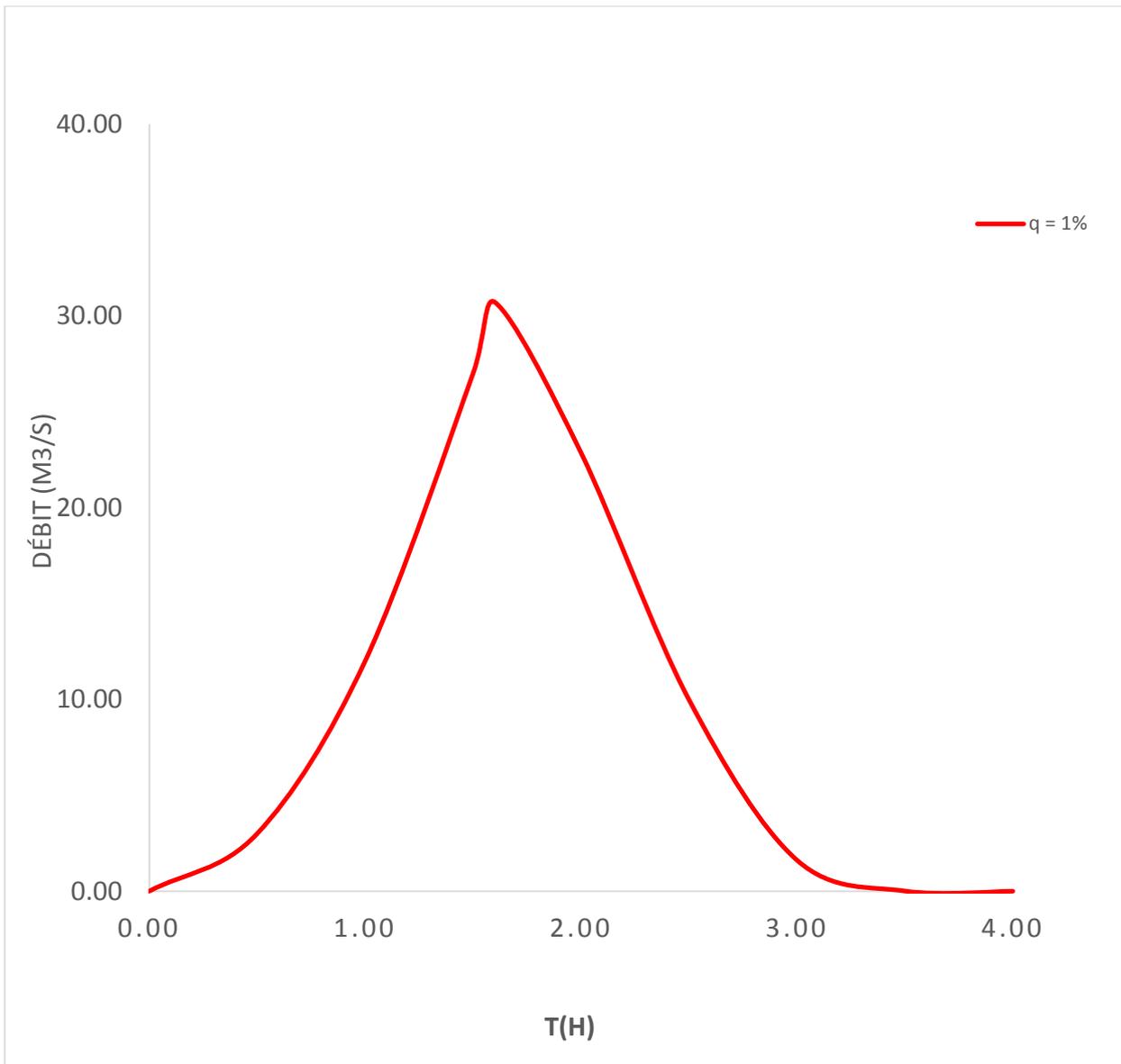


Figure III.15 : Hydrogramme de crue de projet

III.1.4.4 Régularisation de l'écoulement

La régularisation de l'écoulement fluvial est la répartition de celui-ci dans le temps d'une façon régulière pour compenser les déficits de la demande. On distingue la régularisation annuelle (saisonnière) quand l'écoulement annuel d'une fréquence donnée peut couvrir la demande en eau durant une année et aussi les pertes d'eau du barrage.

Ce type de régularisation permet de déterminer une restitution en eau optimale qui est destinée à satisfaire des besoins limités. Si l'écoulement annuel d'une fréquence donnée est inférieur à la somme de la demande exigée et des pertes d'eau, il devient impératif de faire appel à la régularisation interannuelle afin de satisfaire les besoins d'une année quelconque, il faut prendre une partie de l'écoulement des années précédentes déjà stockées dans le volume interannuel.

Les calculs de la régularisation annuelle sont fondés sur le bilan hydrique du barrage pour des intervalles de temps mensuels et sous forme de différents scénarios permettant de choisir le volume du barrage le plus grand de point de vue capacité.

Les données topographiques, géologiques, climatiques, hydrologiques ainsi que les restitutions garanties sont les outils de base pour les calculs. Le choix de la garantie de calcul est établi en fonction des écarts relatifs dus aux facteurs intervenants sur le produit final alimenté en eau à partir du barrage. Pour chaque domaine d'activité on recommande une valeur probable de cette garantie.

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

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

➤ Courbes caractéristiques de la retenue

Si on suppose que notre cuvette est comprise entre une côte minimale de 1331 m et une côte maximale de 1341 m.

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

$$\Delta V = \Delta h \times (S_i + S_{i+1}) / 2 \dots \dots \dots \text{III.47}$$

avec,

S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i (m^2) ;

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

Δh : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives (m^2) ;

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

Le Tableau III.23 donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

- courbe capacité-hauteur $H=f(V)$

- courbe surface-hauteur. $H=f(S)$

Tableau III.24 : Caractéristiques topographiques de la retenue.

Cote	dh	Surface	Surface moyenne	Vol, Part.	Vol, total
(m)	m	m^2	m^2	m^3	m^3
1331	1	0	0	0	0
1332	1	835	417,5	417,5	417,5
1333	1	2207	1521	1521	1938,5
1334	1	4769	3488	3488	5426,5
1335	1	11279	8024	8024	13450,5
1336	1	17888	14583,5	14583,5	28034
1337	1	23205	20546,5	20546,5	48580,5
1338	1	29418	26311,5	26311,5	74892
1339	1	35799	32608,5	32608,5	107500,5
1340	1	41941	38870	38870	146370,5
1341	1	48478	45209,5	45209,5	191580

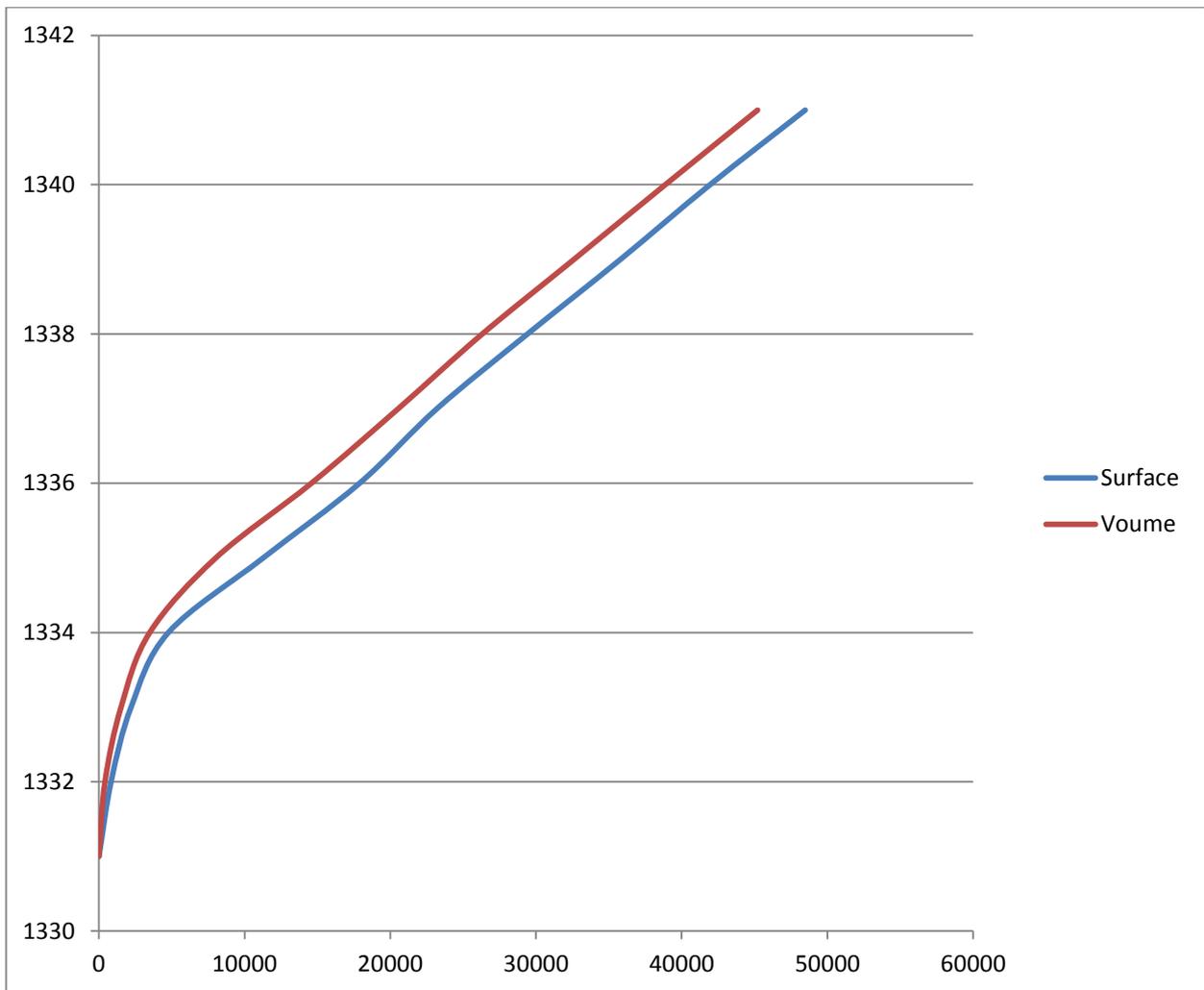


Figure III.16 : Courbes capacité-hauteur et Surface-hauteur

III.1.4.5 Détermination de la garantie de la restitution

Les retenues collinaires sont destinées pour l'irrigation dont la garantie de restitution est généralement prise égale à $P = 80\%$ qui répond à une marge des risques pondérés qui sont liés à un ou plusieurs facteurs influents directement ou indirectement sur le développement optimum de la culture.

Dans notre cas la retenue Merfegue-es-Seid aura comme but la réalisation d'un stock d'eau pour l'irrigation des périmètres qui se trouvent dans la commune de ouled Rechache.

III.1.4.5.1 Besoins en eau

La restitution est la quantité d'eau qu'on doit garantir pour satisfaire les besoins en eau secteur utilisateur donné. Dans notre cas, il s'agit des besoins en eau pour l'irrigation. La question posée consiste de déterminer la quantité d'eau mise à la disposition de l'irriguant.

Cette quantité doit suffire pour couvrir en même temps les besoins des plantes et aussi pour couvrir les quantités perdues dans la retenue. Connaissant la durée de la saison végétative, la répartition de cette quantité est proportionnelle à l'évapotranspiration, soit aux déficits des écoulements mensuels de tous les mois de l'année durant lesquels on prend les quantités nécessaires de la retenue collinaire pour l'irrigation. Les restitutions mensuelles exprimées en m³ pour une surface irriguée de 10 ha.

Tableau III.25 : Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Bi%	7,13	4,65	2,47	1,31	1,23	2,62	2,95	5,61	6,96	21,1	23,97	20,01	100,00
besoins en m ³	7694,5	5013,8	2664,2	1416,8	1325,5	2824,8	3181,2	6047,8	7503,1	22737	25853,3	21584,2	107846,2

III.1.4.5.2 Calcul du volume utile

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

- L'apport annuel $A_{80\%}$.
- La consommation $U_{80\%}$.
- 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 hydraulicité.
- 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.
- détermination du volume à évacuer.

La période à bonne hydraulicité est celle du mois de septembre jusqu'au mois de mai.
Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans les tableaux III.26 et III.27.

Tableau III .26 : Récapitulatif des volumes déficitaires et excédentaires sans tenir compte des pertes

Mois	$W_{80\%}$ (Mm3)	$U_{80\%}$ (Mm3)	$W_{80\%} - U_{80\%}$ (Mm3)	V (Mm ³)
Septembre	0,0143	0,0067	0,0075	$V_s = 0.0623$
Octobre	0,0110	0,004	0,0066	
Novembre	0,0099	0,0023	0,0075	
Décembre	0,0084	0,0012	0,0072	
Janvier	0,0077	0,0012	0,0065	
Février	0,0086	0,0025	0,0061	
Mars	0,0122	0,0028	0,0094	
Avril	0,0107	0,0053	0,0054	
Mai	0,0127	0,0066	0,0060	
Juin	0,0075	0,0120	-0,0040	
Juillet	0,005	0,0150	-0,0100	
Aout	0,008	0,0125	-0,0045	

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps

D'ou : $V_u = V_d$ Alors : $V_u = 0.0185 \text{ Mm}^3$.

Le volume de la retenue normale sera : $V_{NNR} = V_u + V_m$

D'où : $V_{NNR} = 0.0185 + 0,00415 = 0.02256 \text{ Mm}^3 = 22560 \text{ m}^3$

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

✓ **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 se 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 fond, remplir ensuite restituer au consommateur.

III.1.4.5.3 Régularisation saisonnière

III.1.4.5.3.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Le niveau du volume mort NVM correspond à $V_m = 0.00415 \text{ Mm}^3$

Le volume au niveau normal de la retenue NNR correspond à $V_{NNR} = 0.023 \text{ Mm}^3$

$$V_{rf} = V_{ri} + (A-U) \dots\dots\dots \text{III.48}$$

avec,

V_{rf} : Volume de remplissage final ;

V_{ri} : Volume de remplissage initial ;

S : Volume excédentaire à évacuer ;

III.1.4.5.3.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Les pertes dans la retenue sont deux sortes :

- Pertes par évaporation.

- Pertes par infiltration.

➤ **Pertes par évaporation**

On a :

$$V_{ep} = E_s.S_{moy} \dots\dots\dots \text{III.49}$$

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}) ;

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

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

➤ **Pertes par infiltration**

Le volume mensuel des pertes par est donné par :

$$V_{\text{inf}} = \delta \times \frac{V_{\text{moy}}}{100} \dots\dots\dots \text{III.50}$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau III.26 ; $\delta = 0.5$.

V_{moy} : volume moyenne.

Tableau III.27 : Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique

Nature de sol	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

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.28 : Recapitulatif des volumes déficitaires et excédentaires en tenant compte des pertes

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Pertes Mm^3	0,0042	0,0027	0,0016	0,0011	0,0013	0,0018	0,0024	0,0038	0,0048	0,0118	0,0119	0,0094
A-(P+B) Mm^3	0,0047	0,0048	0,0064	0,0063	0,0055	0,0048	0,0075	0,0026	0,0025	-	-	-

Tableau III.29 : Les volumes déficitaires et excédentaires sans tenir compte des pertes.

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	A _{80%} -U _{80%} (Mm ³)	Ière consigne d'exploitation		
				V _{rf} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S (Mm ³)
Sep	0,0143	0,0054	0,0089		0,00415	
				0,0130	0,0130	
Oct	0,0110	0,0035	0,0075			
				0,02225	0,01475	0,0075
Nov	0,0099	0,0019	0,0080			
				0,02275	0,01475	0,0080
Dec	0,0084	0,0010	0,0074			
				0,02215	0,01475	0,0074
Jan	0,0077	0,0009	0,0068			
				0,02155	0,01475	0,0068
Feb	0,0086	0,0020	0,0066			
				0,02135	0,01475	0,0066
Mars	0,0122	0,0022	0,0099			
				0,02465	0,01475	0,0099
Avr	0,0107	0,0043	0,0064			
				0,02115	0,01475	0,0064
Mai	0,0127	0,0053	0,0074			
				0,01155	0,01475	0,0074
Juin	0,0075	0,0096	-0,0016			
				0,0132	0,0132	
Juil	0,005	0,0120	-0,0070			
				0,0062	0,0062	
Aout	0,008	0,0100	-0,0020			
				0,0042	0,0042	
Somme :						0,0525

Tableau III.30 : Les volumes déficitaires et excédentaires en tenant compte des pertes.

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	P (Mm ³)	A _{80%} - U _{80%} -P (Mm ³)	Ière consigne d'exploitation		
					V _{rf} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S (Mm ³)
Sep	0,0143	0,0054	0,0042	0.0047		0.00415	
					0.00885	0.00885	
Qct	0,0110	0,0035	0,0027	0.0048			
					0. .01365	0.01365	
Nov	0,0099	0,0019	0,0016	0.0064			
					0.02005	0.02005	
Dec	0,0084	0,0010	0,0011	0.0063			
					0.02635	0.02635	
Jan	0,0077	0,0009	0,0013	0.0055			
					0.03185	0.03185	
Fev	0,0086	0,0020	0,0018	0.0048			
					0.03556	0.03556	
Mars	0,0122	0,0022	0,0024	0,0075			
					0.04415	0.04415	
Avr	0,0107	0,0043	0,0038	0,0026			
					0.04665	0.04415	0.0026
Mai	0,0127	0,0053	0,0048	0,0025			
					0.04675	0.04415	0.0025
Juin	0,0075	0,0096	0,0075	-0,0122			
					0.03195	0.03195	
0Juil	0,005	0,0120	0,0087	-0,0176			
					0.01435	0.01435	
Aout	0,008	0,0100	0,0089	-0,0102			
					0.00415	0.00415	
Somme :							0.0051

Du tableau on déduit : $V_s = 0.045 \text{ Mm}^3$ et $V_d = 0.04 \text{ Mm}^3 = V_u$.

III.1.5 Laminage des crues

Les débits des crues des bassins versants sont en général élevés du fait que les débits spécifiques sont d'autant plus importants que les bassins versants sont plus petits, ceci conduit à un évacuateur de crues surdimensionné et qui coûte cher ; en effet les caractéristiques sont celles qu'engendrent des averses de durée voisines du temps de concentration, les volumes d'eau qu'ils roulent restent faibles et pour peu que la surface du plan d'eau supérieur de la réserve soit grande. La tranche comprise entre le seuil du déversoir et la cote des plus hautes eaux sera faible. Parmi tous les risques d'accident qui menacent l'existence d'un barrage en terre, la submersion de la digue est la plus grave.

Le déversement sur la crête de tel ouvrage est un phénomène très dangereux qui peut engendrer la rupture du barrage. Le débit qui passe à travers l'évacuateur de crue est inférieur à celui de la pointe de la crue à l'entrée de la retenue.

L'effet de laminage de crue dépend de la forme de l'hydrogramme de crue entrant, de la capacité de l'évacuateur de crue et de la forme de la partie supérieure de la retenue.

Pour cela une crue critique peut provoquer des dommages humains et matériels d'où l'importance de dimensionner correctement le barrage et son évacuateur de crue.

L'étude de laminage de crue va nous permettre de déterminer la cote maximale du plan d'eau, ainsi que le dimensionnement optimum de l'évacuateur de crue en fonction des hauteurs laminées sans affecter la sécurité globale de l'aménagement.

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 :

$$Qdt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots \dots \dots \text{III.51}$$

avec,

$Q_{cr}(t)$: débit de crue entrant à l'instant (t) ;

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

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

Le débit cumule à l'instant t est :

$$Q - q = S \times \frac{dh}{dt} \dots \dots \dots \text{III.52}$$

d'où :

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

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

III.1.5.1 Procédé de laminage des crues

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

1. l'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze,
2. les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
3. le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normal de la retenue (NNR).
4. les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

III.1.5.1.1 Estimation de la charge au-dessus du déversoir

En faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions que l'on définit, on analyse plusieurs variantes, Le débit d'évacuation est calculé en variant la largeur b de 25m à 70 d'après la formule suivante:

$$q = mb\sqrt{2g}(H)^{3/2} \dots\dots\dots \text{III.53}$$

avec,

m : Coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport la charge H et de la forme de la crête du déversoir. Pour notre cas, il est constant et égal à 0,42.

g : L'accélération de pesanteur;(g = 9,81 m²/s);

b : L largeur de déversoir. (On la fait varier de 4 à 14 (m);

H : La charge sur le déversoir (on la fait varier de 0,3 à 2,1 (m).

D'autre part : q = V_{moy} × S

$$S = b \times (H + P)$$

P : La hauteur de pelle.

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne (V_{moy}) comme suit :

$$V_{moy} = \frac{q}{L(H+P)} \dots\dots\dots \text{III.54}$$

Tableau III.31 : Données initiales du laminage des crues.

Données initiales	
g	9,81 m ² /s
α	1
Q _{max%}	30.72 m ³ /s
V _{cp%}	2.53 Mm ³
m	0.42
p	1

V_{cp%} = 2.53 Mm³ (déterminé graphiquement).

$$q_{max\%} = 0.85 \times Q_{p0.1\%} \times \left(1 - \frac{V_f}{V_{cp\%}}\right) \dots\dots\dots \text{III.55}$$

$$q_{max\%} = 24.81 \text{ m}^3/\text{s}$$

VNNR = 0.04 Mm³ donc : cote NNR = 1337 m.

$V_f = (0.05 - 0.2) \times V_{cp\%} = 0.126 \text{ Mm}^3$.

Tableau III.32 : Données de départ pour la méthode de Kotcherine

b	Hd	débit	surface	vitesse	V _{forcé}
(m)	(m)	(m ³ /s)	(m ²)	(m/s)	(Mm ³)
14	0,3	4,28	18,2	0,24	0,01685
12	0,6	10,38	19,2	0,54	0,02485
10	0,9	15,88	19	0,84	0,03185
8	1,2	19,56	17,6	1,11	0,03985
6	1,5	20,51	15	1,37	0,05085
4	1,8	17,97	11,2	1,60	0,05985
2	2,1	11,32	6,2	1,83	0,07085

Tableau III.33 : Détermination de H₀ et Q en fonction de b

H	V _{moy}	H ₀	Débit m ³ /s					
			b=4m	b=6m	b=8m	b=10m	b=12m	b=14m
(m)	(m/s)	(m)						
0,3	0,24	0,30	1,24	1,86	2,48	3,10	3,72	4,34
0,6	0,54	0,61	3,59	5,38	7,18	8,97	10,76	12,56
0,9	0,84	0,94	6,73	10,10	13,47	16,84	20,20	23,57
1,2	1,11	1,26	10,56	15,84	21,12	26,41	31,69	36,97
1,5	1,37	1,60	14,99	22,49	29,99	37,48	44,98	52,48
1,8	1,60	1,93	19,97	29,96	39,94	49,93	59,91	69,90
2,1	1,83	2,27	25,45	38,18	50,90	63,63	76,35	89,08

Tableau III.34 : Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue

H	V _{forcé}	q Laminé	Débit m ³ /s					
			b=4m	b=6m	b=8m	b=10m	b=12m	b=14m
(m)	(M m ³)	(m ³ /s)						
0,3	0,01685	28,65	1,24	1,86	2,48	3,1	3,72	4,34
0,6	0,02485	27,67	3,59	5,38	7,18	8,97	10,76	12,56
0,9	0,03185	26,81	6,73	10,1	13,47	16,84	20,2	23,57
1,2	0,03985	25,82	10,56	15,84	21,12	26,41	31,69	36,97
1,5	0,05085	24,47	14,99	22,49	29,99	37,48	44,98	52,48
1,8	0,05985	23,37	19,97	29,96	39,94	49,93	59,91	69,9
2,1	0,07085	22,01	25,45	38,18	50,9	63,63	76,35	89,08

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après le traçage du graphe $Q_{lam} = f(h)$ déterminée par la formule :

$$q_{max\%} = 0.85 \times Q_{0.1\%} * (1 - \frac{V_f}{V_{cp\%}})$$

avec,

$Q_{0.1\%}$: débit maximum de crue considérée (m^3/s).

V_f : volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur (Mm^3).

$V_{cr0.1\%}$: volume de la crue correspondant au $Q_{0.1\%}$ (m^3).

T_b : temps global de la crue (h).

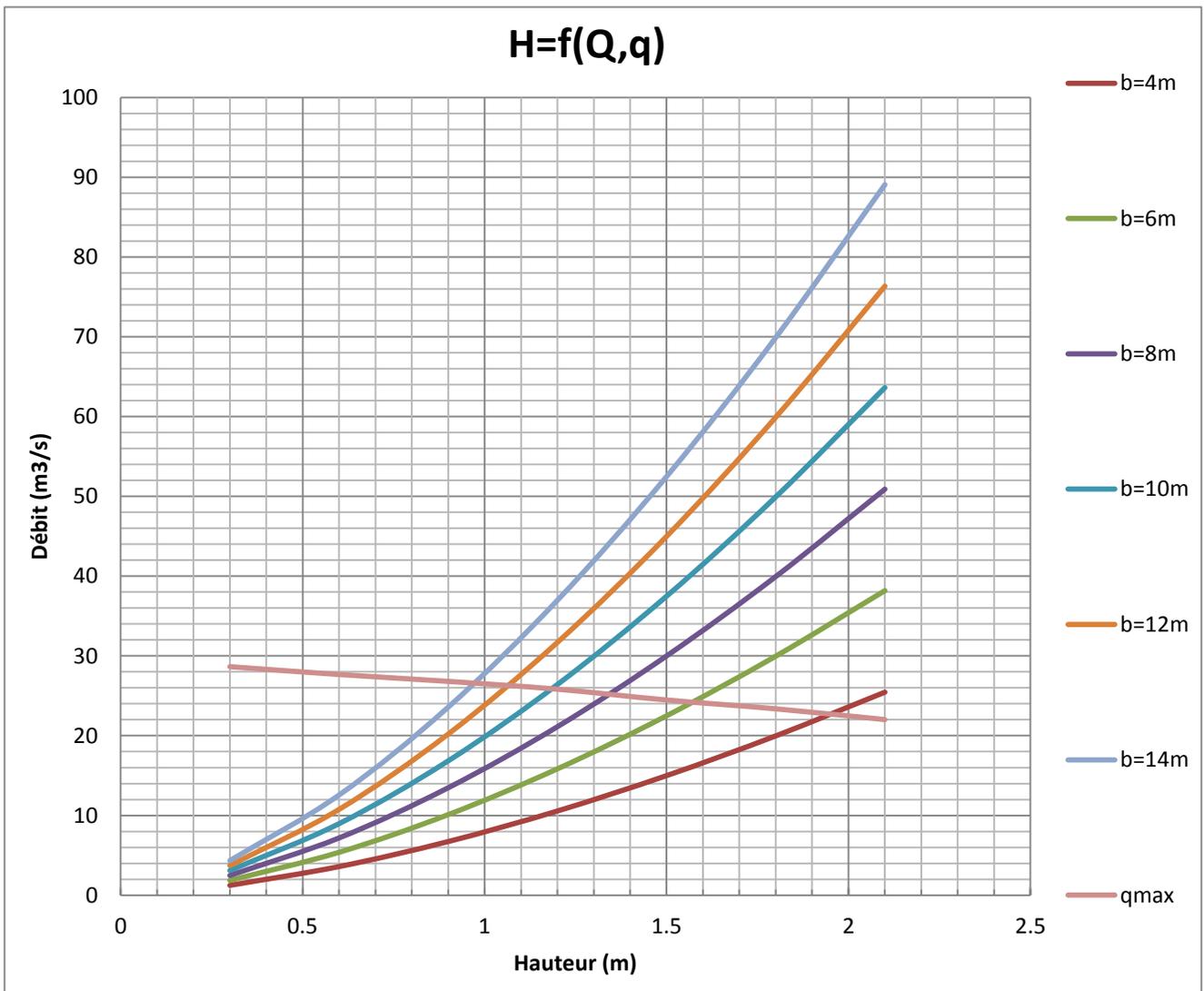


Figure III.17 : Laminage de la crue de projet par la méthode de Kotchirine $H=f(Q,q)$

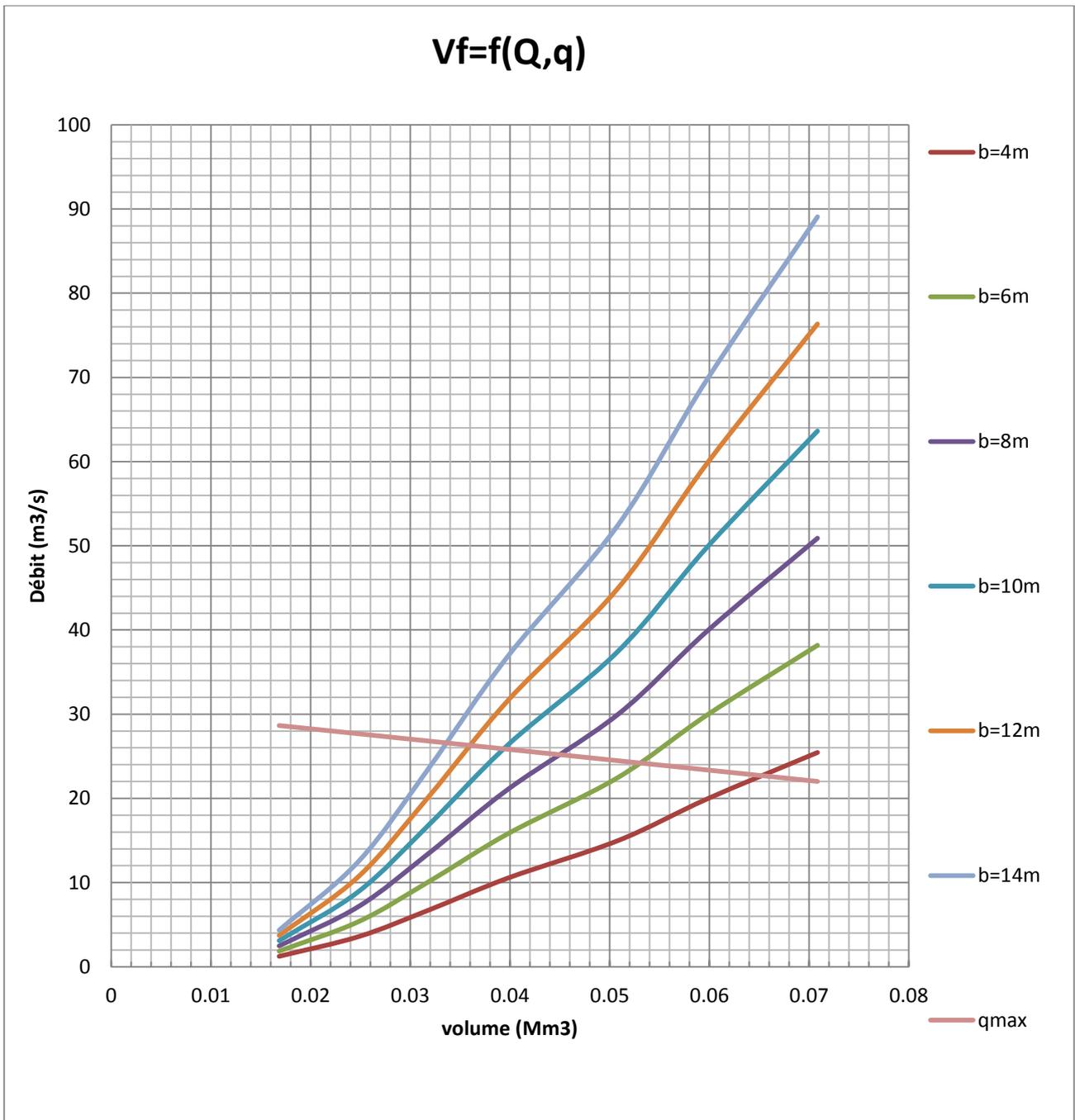


Figure III.18 : Laminage de la crue de projet par la méthode de Kotchirine $V=f(Q,q)$

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux (le remblai et le béton) pour chaque largeur du déversoir, pour l'étude d'optimisation on prendre les valeurs obtenues par la méthode de Kotchirine.

III.2 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 déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

III.2.1 Calcul du coût approximatif de la digue

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

Le volume de la digue est donné par :

$$V_b = \sum V_i \quad \text{avec :} \quad V_i = \frac{W_i + W_{i+1}}{2} L_i$$

avec,

V_i : Volume du barrage à la cote i (m^3).

W_i : Section transversale correspondante à la coupe i (m^2).

L_i : Distance entre deux coupes voisines (m).

$$\text{On a : } W_i = \frac{b + B_i}{2} H_i$$

B_i : Largeur de base (m) donnée par : $B_i = (m_1 + m_2) H_i + b_{cr}$.

m_1, m_2 : Fruits des talus amont et aval.

b_{cr} : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i (m):

H_b : Hauteur du barrage avec (m):

$$H = NNR + R + h_{dév} + t.$$

R : Revanche (m).

t : Tassement (m).

III.2.1.1 Calcul de la 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.

Le calcul de la revanche passe par la connaissance de la hauteur des vagues qui est en fonction du fetch et de la vitesse du vent. Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

Le fetch : $F = 0.215 \text{ Km}$.

La vitesse du vent : $U = 17.64 \text{ km/h}$.

Mallet et Pacquant :

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots\text{III.56}$$

$\frac{v^2}{2g}$: énergie cinétique des vagues (m) ;

- Hauteur des vagues :

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5} \dots\dots\dots\text{III.57}$$

$$H = 0.65 \text{ m}$$

- Vitesse de propagation des vagues :

$$V = 2/3 + 1/3 \times (F)^{0.5} \dots\dots\dots\text{III.58}$$

$$V = 1.9 \text{ m/s}$$

avec,

F : le Fetch (km) ;

H : hauteur des vagues (m) ;

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

$$R = 0.83 \text{ m.}$$

Formule de Stevenson :

$$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25} \dots\dots\dots\text{III.59}$$

$$H = 0.73 \text{ m.}$$

Selon Gaillard :

$$V = 1.5 + 2 \times H \dots\dots\dots\text{III.60}$$

$$V = 2.96 \text{ m/s}$$

Formule de l'USBR :

$$R = 0.75 + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots\text{III.61}$$

$$R = 1.19 \text{ m.}$$

Formule simplifié :

$$R = 1 + 0.3\sqrt{H} \dots\dots\dots\text{III.62}$$

$$R = 1.14 \text{ m}$$

Formule Molitor :

$$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots \text{III.62}$$

$$H = 0.63 \text{ m}$$

$$V = 1.5 + 2 \times H = 2.76 \text{ m/s (selon Gaillard)}$$

Formule de l'USBR :

$$R = 0.75 + v^2/2g$$

$$R = 1.14 \text{ m}$$

avec,

U : vitesse du vent (km/h).

On opte pour la formule de Mallet et Pacquant puisque elle est utilisée pour les petits barrages ou la vitesse du vent est faible. Selon l'échelle de Beaufort de la classification des vents, le vent dans la région d'étude est faible (petite brise-scale3). De plus cette formule tient compte de plusieurs paramètres.

On prend $R = 1\text{m}$.

III.2.1.2 Largeur en crête

La crête facilite la circulation sur le barrage une fois terminé. Elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale que le barrage doit atteindre à terme.

La longueur de la crête dépend de plusieurs facteurs, 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 :

$$\text{Formule T.KNAPPEN : } b = 1,65H_b^{0.5} \dots\dots\dots \text{III.64}$$

$$\text{Formule E.F.PREECE : } b = 1,1H_b^{0.5} + 1 \dots\dots\dots \text{III.65}$$

$$\text{Formule simplifié : } b = 3,6.H_b^{1/3} - 3 \dots\dots\dots \text{III.66}$$

$$\text{Formule pratique Américaine : } b = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots \text{III.67}$$

H_b : Hauteur du barrage ; $H_b = \text{NNR} + h_{\text{dév}} + R + t$.

On admet une valeur de ($t = 0,1 \text{ m}$) pour le tassement du barrage.

Tableau III.35 : Résultats de calcul de laminage par la methode de Kotchirine

b (m)	Hd (m)	qd (m ³ /s)	Hb (m)
14	1,1	24	8,195
12	1,2	23,6	8,295
10	1,3	22,8	8,41
8	1,5	21,8	8,07
6	1,7	20,5	8,8
4	2,04	18,3	9,14

Tableau III.36 : Résultats de calculs de la largeur en crête

formules	$b_{cr} = f(H_b)$					
	b = 14 m	b = 12 m	b = 10 m	b = 8 m	b = 06 m	b = 4 m
Knapeen	4,69	4,72	4,75	4,80	4,86	4,96
E.F Preece	4,12	4,14	4,17	4,20	4,24	4,31
Simplifiée	4,22	4,25	4,29	4,33	4,39	4,50
Formule pratique Américaine	4,73	4,76	4,80	4,84	4,90	5,01

On opte pour une largeur en crête de $b_{cr} = 5$ m.

III.2.1.3 Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes

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

Tableau III.37 : Calcul du volume de la digue1 ($H_b = 9.1$ m et $b = 4$ m)

Digue 1 ($H_b = 9.1$ m et $b = 4$ m)						
coupe N :	H_i (m)	B_i (m)	W_i (m ²)	W_{i+1} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
0	0,00	5,00	0,00	26,06	25,50	332,28
1	2,38	16,90	26,06	64,58	25,50	1155,69
2	4,18	25,90	64,58	122,25	25,50	2382,10
3	6,06	35,32	122,25	184,56	25,50	3911,78
4	7,65	43,25	184,56	172,64	15,50	2768,29
5	7,37	41,85	172,64	109,06	25,50	3591,65
6	5,68	33,40	109,06	82,18	25,50	2438,27
7	4,82	29,10	82,18	69,06	25,50	1928,27
8	4,35	26,75	69,06	52,96	25,50	1555,71
9	3,71	23,55	52,96	28,13	25,50	1033,84
10	2,50	17,50	28,13	0,00	12,23	171,98
11	0,00	5,00	0,00			
Total :						20937,59

Tableau III.38 : Calcul du volume de la digue2 ($H_b = 8.7$ m et $b = 6$ m)

Digue 2 ($H_b = 8.7$ m et $b = 6$ m)						
coupe N :	H_i (m)	B_i (m)	W_i (m ²)	W_{i+1} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
0	0,00	5,00	0,00	19,85	25,50	253,09
1	1,99	14,95	19,85	54,86	25,50	952,56
2	3,79	23,95	54,86	108,86	25,50	2087,38
3	5,67	33,37	108,86	168,07	25,50	3530,79
4	7,26	41,30	168,07	156,70	15,50	2516,97
5	6,98	39,90	156,70	96,41	25,50	3227,17
6	5,29	31,45	96,41	71,21	25,50	2137,19
7	4,43	27,15	71,21	59,00	25,50	1660,26
8	3,96	24,80	59,00	44,16	25,50	1315,29
9	3,32	21,60	44,16	21,68	25,50	839,41
10	2,11	15,55	21,68	0,00	12,23	132,57
11	0,00	5,00	0,00			
						18399,58

Tableau III.39 : Calcul du volume de la digue3 ($H_b = 8,5$ m et $b = 8$ m)

Digue 3 ($H_b = 8,5$ m et $b = 8$ m)						
coupe N :	H_i (m)	B_i (m)	W_i (m ²)	W_{i+1} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
0	0,00	5,00	0,00	16,82	25,50	214,47
1	1,78	13,90	16,82	49,94	25,50	851,22
2	3,58	22,90	49,94	101,96	25,50	1936,72
3	5,46	32,32	101,96	159,51	25,50	3333,67
4	7,05	40,25	159,51	148,43	15,50	2386,52
5	6,77	38,85	148,43	89,92	25,50	3038,94
6	5,08	30,40	89,92	65,62	25,50	1983,10
7	4,22	26,10	65,62	53,91	25,50	1523,97
8	3,75	23,75	53,91	39,73	25,50	1193,87
9	3,11	20,55	39,73	18,53	25,50	742,75
10	1,90	14,50	18,53	0,00	12,23	113,28
11	0,00	5,00	0,00			
						17104,04

Tableau III.40 : Calcul du volume de la digue 4 ($H_b = 7.8$ m et $b = 10$ m)

Digue 4 ($H_b = 7.8$ m et $b = 10$ m)						
coupe N :	H_i (m)	B_i (m)	W_i (m ²)	W_{i+1} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
0	0,00	5,00	0,00	14,66	25,50	186,93
1	1,62	13,10	14,66	46,34	25,50	777,78
2	3,42	22,10	46,34	96,85	25,50	1825,70
3	5,30	31,52	96,85	153,13	25,50	3187,26
4	6,89	39,45	153,13	142,28	15,50	2289,43
5	6,61	38,05	142,28	85,12	25,50	2899,30
6	4,92	29,60	85,12	61,51	25,50	1869,47
7	4,06	25,30	61,51	50,17	25,50	1423,91
8	3,59	22,95	50,17	36,51	25,50	1105,13
9	2,95	19,75	36,51	16,27	25,50	672,88
10	1,74	13,70	16,27	0,00	12,23	99,48
11	0,00	5,00	0,00			
						16150,34

Tableau III.41 : Calcul du volume de la digue 5 ($H_b = 8.2$ m et $b = 12$ m)

Digue 5 ($H_b = 8.2$ m et $b = 12$ m)						
coupe N :	H_i (m)	B_i (m)	W_i (m ²)	W_{i+1} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
0	0,00	5,00	0,00	13,13	25,50	167,34
1	1,50	12,50	13,13	43,73	25,50	724,84
2	3,30	21,50	43,73	93,10	25,50	1744,58
3	5,18	30,92	93,10	148,43	25,50	3079,60
4	6,77	38,85	148,43	137,75	15,50	2217,91
5	6,49	37,45	137,75	81,60	25,50	2796,72
6	4,80	29,00	81,60	58,51	25,50	1786,39
7	3,94	24,70	58,51	47,45	25,50	1351,01
8	3,47	22,35	47,45	34,17	25,50	1040,71
9	2,83	19,15	34,17	14,66	25,50	622,62
10	1,62	13,10	14,66	0,00	12,23	89,65
11	0,00	5,00	0,00			
						15454,02

Tableau III.42 : Calcul du volume de la digue 6 ($H_b = 8.1$ m et $b = 14$ m)

Digue 6 ($H_b = 8.1$ m et $b = 14$ m)						
coupe N :	H_i (m)	B_i (m)	W_i (m ²)	W_{i+1} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
0	0,00	5,00	0,00	11,90	25,50	151,72
1	1,40	12,00	11,90	41,60	25,50	682,12
2	3,20	21,00	41,60	90,04	25,50	1678,38
3	5,08	30,42	90,04	144,57	25,50	2991,28
4	6,67	38,35	144,57	134,03	15,50	2159,17
5	6,39	36,95	134,03	78,73	25,50	2712,63
6	4,70	28,50	78,73	56,06	25,50	1718,56
7	3,84	24,20	56,06	45,24	25,50	1291,65
8	3,37	21,85	45,24	32,28	25,50	988,44
9	2,73	18,65	32,28	13,38	25,50	582,14
10	1,52	12,60	13,38	0,00	12,23	81,79
11	0,00	5,00	0,00			
						14886,17

Remarque :

Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 350-400 (DA).

Le coût des différentes variantes de la digue est donné par le tableau suivant :

Tableau III.43 : Coût des variantes de la digue pour chaque valeur de b

Digue	b (m)	H _d (m)	V (m ³)	Coûts (DA)
1	14	1,1	14886,17	5954467,42
2	12	1,2	15454,02	6181609,93
3	10	1,3	16150,34	6460137,18
4	8	1,5	17104,04	6841614,40
5	6	1,7	18399,58	7359833,53
6	4	2,04	20937,59	8375034,40

III.2.2 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 profil pour les différentes largeurs du déversoir.

III.2.2.1 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 son profil en fonction de la charge déversante à l'aide de l'équation de Creager donnée comme suit :

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{K} \left(\frac{X}{H} \right)^n \dots\dots\dots \text{III.68}$$

avec,

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

$$\text{donc : } Y = 0,47 \frac{X^{1,85}}{H^{0,85}}$$

avec,

H : Charge sur le seuil (m) ;

Y : Ordonnée du profil (m) ;

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.

Le volume du déversoir sera donc: $V_{\text{dev}} = S \times b$.

avec,

S : section transversale du profil (km²);

b : largeur déversante (m).

Remarque :

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 35000 (DA). (Source : ANBT 2014)

Tableau III.44 : Coût des variantes du déversoir pour chaque valeur de b

Profil	b (m)	H _d (m)	S (m ²)	V (m ³)	cout (DA)
1	14	1,1	8,125	113,75	3981250
2	12	1,2	10,83	129,96	4548600
3	10	1,3	10,72	107,2	3752000
4	8	1,5	6,585	52,68	1843800
5	6	1,7	8,0425	48,255	1688925
6	4	2,04	7,17	28,68	1003800

III.2.2.2 Coût du canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant. Il est de forme rectangulaire avec une charge d'eau « H » est une hauteur de pelle égale à 1m.

D'où la hauteur totale du mur :

$$H_{ca} = P + h_d + R \dots \dots \dots \text{III.69}$$

avec,

P : hauteur de pelle (m) ;

h_d : la lame déversante (m);

R : la revanche (m).

La longueur du canal d'approche « L » est déterminée d'après la topographie est égal à 25m

L'épaisseur du mur « e » est prise égale à (0,40 m).

D'où le volume du canal d'approche est estimé par $V = S \times e = L \times H_{ca} \times e$

Tableau III.45 : Devis estimatif des variantes du canal d'approche pour chaque valeur de b

Profil	b m	H _d (m)	S m ²	V m ³	Cout DA
1	14	1,1	2,376	15,44	540540
2	12	1,2	2,48	16,12	564200
3	10	1,3	2,552	16,59	580580
4	8	1,5	2,68	17,42	609700
5	6	1,7	2,848	18,51	647920
6	4	2,04	3,16	20,54	718900

III.2.2.3 Calcul du coût du coursier

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement. La longueur approximative du coursier est 40 m (selon le plan topographique). A cet effet, le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{béton}} \dots \dots \dots \text{III.70}$$

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{coursier}} = (Q_{e,\text{max}})^{0.4} \dots\dots\dots \text{III.71}$$

Le Tableau ci-dessous, nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.

Tableau III.46 : Coût des variantes du coursier pour chaque valeur de b

b (m)	qd (m ³ /s)	largeur de coursier (m)	S de béton (m ²)	V de béton (m ³)	cout (DA)
14	4,28	1,79	2,89	115,78	14528462,75
12	10,38	2,55	3,27	130,99	15879158,25
10	15,88	3,02	3,51	140,45	15708339,98
8	19,56	3,29	3,64	145,70	14394678,82
6	20,51	3,35	3,67	146,96	14840282,93
4	17,97	3,18	3,59	143,51	15120620,81

III.2.3 Coût total du barrage

Le coût total (Digue + canal d'approche + Evacuateur de crues) est donné ci-dessous :

Tableau III.47 : Récapitulatif du coût total du barrage

Largeur déversante (m)	Coût de la digue (DA)	Coût de l'évacuateur de crue (DA)			Coût total (KDA)
		canal d'approche	Déversoir	coursier	
	14	5954467,42	2079000	3981250	4052205,33
12	6160137.18	2149000	4548600	4584748,32	15879.16
10	6460137.18	2233000	3752000	4915622,8	15708.34
8	6841614,40	2345000	1843800	5099564,42	14394.68
6	7359833.53	2492000	1688925	5143604,4	14840.28
4	8375034,40	2765000	1003800	5022886,41	15120.62

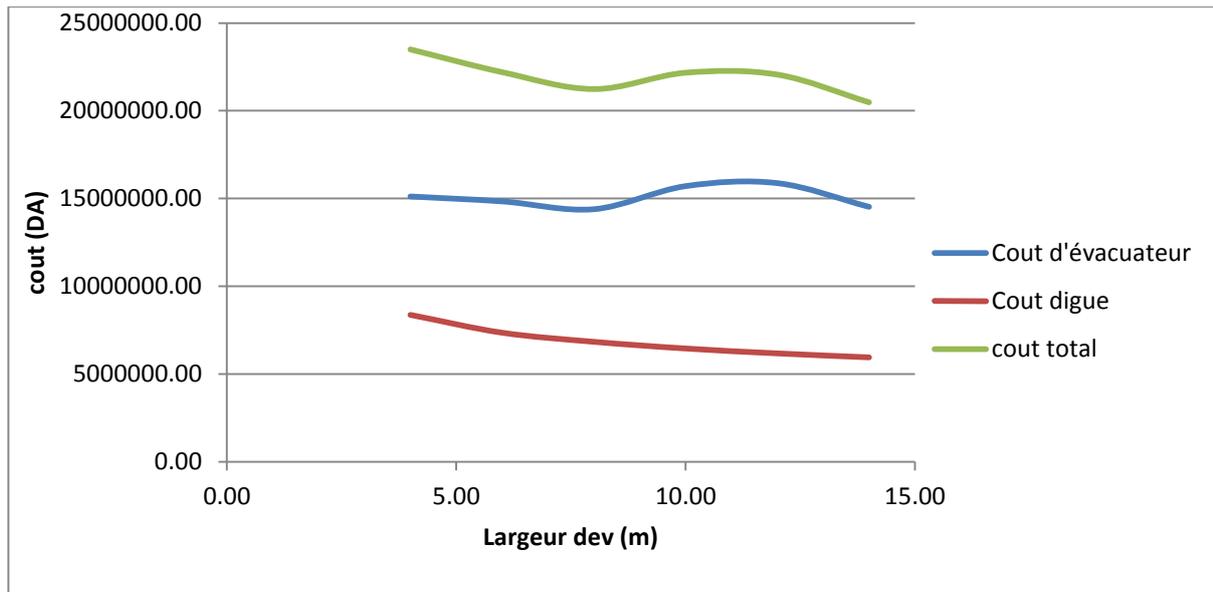


Figure III. 19 : Courbe d’optimisation du coût de la digue, de l’évacuateur et total du barrage Merfegue-es-Seid

Conclusion :

Après avoir tracé la courbe d’optimisation de la digue, l’évacuateur de crue et le cout total de la digue, notre choix a été basé sur le coût total Optimal.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « b =14 m » qui correspond à $H_b = 8.1$ m et une cote en crête optimale de la digue : $C_{crête} = 1339.1$ m (NGA).

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

Tableau III.48 : Récapitulatif de l’étude de la régularisation et du laminage.

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	0.00415
Volume utile	Mm ³	0.04
Volume au NNR	Mm ³	0.23
Cote du fond	m	1331
Cote NVM	m	1334
Cote NNR	m	1337
Cote NPHE	m	1338
Cote en crête	m	1339.1
Largeur en crête	m	5
Largeur du déversoir	m	14

Introduction :

Les barrages en terre peuvent être constitués par de divers matériaux de construction de caractéristiques très divers allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs restent contenu dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

IV.1 Choix du type de barrage

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

✓ Topographie du site

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

✓ Morphologie de la vallée

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

✓ Conditions géologiques et géotechniques

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

-Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.

-Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.

-Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.

✓ Matériaux de construction

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

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

IV.2 Variantes de la digue susceptible à projeter sur site

Dans notre cas, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux, Nous proposons les variantes suivantes :

IV.2.1 Digue en terre (homogène variante 1)

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 sur place d'un volume suffisant d'argile imperméable. Pour les dispositifs de drainage on propose un drain vertical avec un tapis drainant et un prisme aval.

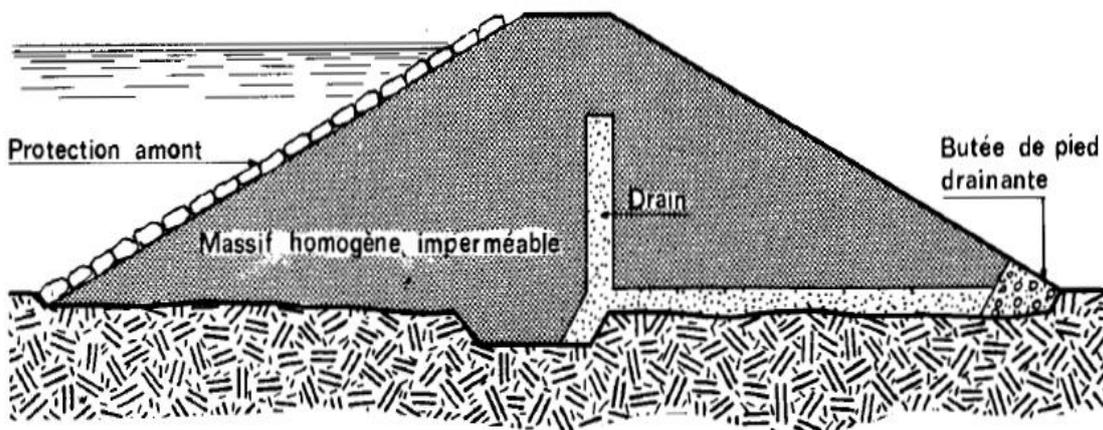


Figure IV.1 : Digue en terre homogène en terre homogène (Source : techniques des barrages en aménagement rural)

IV.2.2 Digue zoné à noyau d'argile (variante 2)

C'est un massif constitué de deux zones de différents matériaux, caractérisé par un noyau étanche réalisé en matériaux argileux assurant l'étanchéité et des recharges en enrochement muni d'un tapis drainant.

On adopte cette solution souvent dans le cas où les matériaux disponibles sur place sont hétérogènes, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettent pas d'envisager une digue homogène.

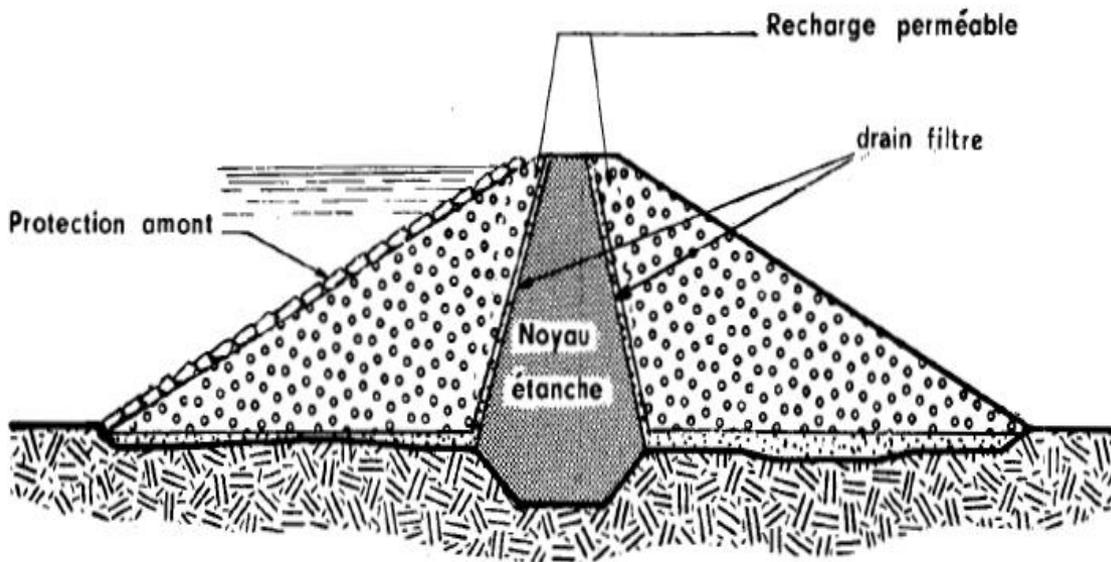


Figure IV.2 Digue en terre zonée à noyau central (Source : techniques des barrages en aménagement rural)

IV.2.3 Barrage enrochement avec masque en béton en amont (variante 3)

Il est constitué d'un remblai perméable compacté avec une protection en amont par un masque en béton imperméable. Le masque en béton est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage et présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément.

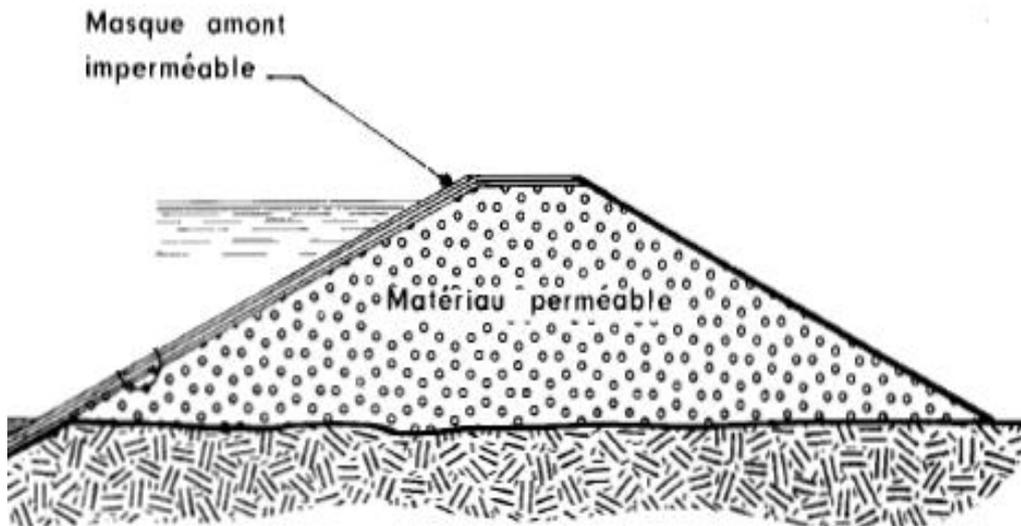


Figure IV. Digue en enrochement à masque amont (Source : techniques des barrages en aménagement rural)

IV.3 Définition de profil général du barrage :

A partir de l'étude d'optimisation en peut présente les caractéristiques générales de la digue dans le tableau :

Digue			
Hb (m)	Longueur crête (m)	Largeur en crête (m)	Revanche (m)
8.1	252	5	1
déversoir			
la charge déversant (m)	largeur de dév (m)	débit lamine (m ³ /s)	
1	14	26.2	
Cote de fond	NNR	NPHE	Cote de crête
1331	1337	1338.1	1339.1

IV.4. Choix de la variante retenue pour le projet

On dispose de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2) fois le volume du remblai). La solution d'un barrage en terre homogène ou pseudo-zoné semble être la solution la plus économique, avant d'arriver au choix finale de la variante, on a pris en considération :

- _ La facilité de la réalisation;
- _ Les zones d'emprunt;
- _ L'existence de carrière de matériaux de construction;
- _ Les conditions climatiques (températures, précipitations,...);
- _ La sismologie;
- _ Le volume des matériaux de construction;
- _ Le dispositif d'étanchéité;
- _ La technologie de réalisation, coûts,...

On propose de réaliser une étude comparative technico économique entre les trois variantes de digues proposées.

IV.5 Dimensionnement des différents organes d'étanchéité et de drainage

Pour la deuxième variante, nous avons équipé le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage. Il doit être protégé à sa partie supérieure par une couche de sable ou de préférence. Latéralement, nous disposons de part et d'autre du noyau un drain filtre.

IV.5.1 Dimensionnement du noyau

Niveau en crête du noyau :

Niveau de la crête du noyau = Niveau de la crête du barrage - 1 = 1339,1 - 1 = 1338,1 m

De la hauteur du noyau on tire la largeur à la base du noyau, la hauteur du noyau :

$$H_n = H_b - 1 \dots\dots\dots\text{IV.1}$$

$$H_n = 8,1 - 1 = 7,1 \text{ m}$$

La largeur en crête minimale du noyau est:

$$b_{\min} = 1/6 H_b \dots\dots\dots\text{IV.2}$$

$$b_{\min} = 1/6 \times 8,1 = 1,35 \text{ m}$$

On prend $b_n = 2 \text{ m}$ (épaisseur minimale)

Le fruit des talus : $m = (0.25 \div 0.8)$

Ils doivent être d'une telle sorte à vérifier la condition suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{b_{\text{moy}}} \leq I_{\text{adm}} \dots\dots\dots\text{IV.3}$$

avec,

I_{adm} : gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau.

b_{moy} : largeur moyenne du noyau,

ΔH : la charge d'eau, donnée par la formule.

$$b_{\text{moy}} = \frac{L_{n,s} + L_{b,n}}{2} \dots\dots\dots\text{IV.4}$$

avec,

$L_{n,s}$: largeur en crête du noyau (m).

$L_{b,n}$: largeur en base du noyau (m).

avec,

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont correspond au NPHE, ($H_1 = 7 \text{ m}$).

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval ($H_2 = 0 \text{ m}$).

Le gradient hydraulique admissible qui ne permet pas l'effet du phénomène de renard $I_{\text{adm}} = 1.5 - 1.8$ (source : Manuel de conception et projets typiques des digues en terre).

On prend : $I_{\text{adm}} = 1,5$.

$$\text{On aura : } \frac{\Delta H}{b_{\text{moy}}} \leq I_{\text{adm}} \Rightarrow \frac{7}{b_{\text{moy}}} \leq 1,5 \quad \frac{7}{1,5} = 4,7 \leq b_{\text{moy}}$$

$$b_{\text{moy}} = 4,8 \text{ m}$$

À partir de la formule on aura : $L_{b,n} = 2b_{\text{moy}} - L_{ns} = 2 \times 4,8 - 2 = 7,6 \text{ m}$

De la formule ci-après on détermine les fruits de talus :

$$\text{On aura : } m = \frac{Lb - L_{n,s}}{2 \times Hn} = \frac{7,6 - 2}{2 \times 7,6} = 0,37.$$

$$\text{Donc : } m = 0,37.$$

IV.5.2 Dimensionnement des drains

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie aval 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.

IV.5.2.1 Drain vertical

La largeur minimale d'un tel drainage est de 1mètres et sa position idéale est à l'aval de l'axe du barrage. L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant. Le niveau du drain vertical déplace le niveau NNR de quelques centimètres.

$$h_{dr} = h_{NNR} + (0,1 \div 0,5) \dots \dots \dots \text{IV.5}$$

$$N_{dr} = NNR + 0,5 \text{ m NGA}$$

$$\text{Donc : } h_{dr} = 6,5 \text{ m.}$$

V.4.3 Prisme aval de drainage

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued. Sa hauteur minimale est fonction du niveau d'eau dans le talus en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur. On peut calculer sa hauteur selon $(0,15 \div 0,2) H_b$.

- Hauteur du prisme :

$$h_{pr} = (0,15 \div 0,2) h_b \dots \dots \dots \text{IV.6}$$

avec,

h_b : la hauteur totale du barrage (m).

On prend la hauteur du prisme :

$$h_{pr} = 0,18 \times h_b$$

$$h_{pr} = 1,5 \text{ m.}$$

- Largeur du sommet de prisme :

Pour les petits barrages $b_{pr} = 0.50$ à 2.00 mètres.

$$b_{pr} = 1/3 h_{pr} \dots \dots \dots \mathbf{IV.7}$$

$$b_{pr} = 0,5 \text{ m.}$$

- Fruits des talus :

Le fruit du talus amont du prisme : $m'_1 = (1,25 - 1,75) = 1,5$

Le fruit du talus aval du prisme : $m'_2 = (1,5 - 2,5) = 2,5$

- Largeur en base du drain :

Elle est exprimée par $B = b_{pr} + (m_1 + m_2) h_{pr}$

$$B = 0,5 + (1,5 + 2,5) * 1,5 = 6,5 \text{ m.}$$

IV.5.2.2 Tapis drainant

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 tapi 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 :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots \dots \dots \mathbf{IV.8}$$

avec,

L_d : Longueur du drain tapis (m);

L_b : Longueur transversale du barrage (m) ($L_b = 46\text{m}$).

$$L_d = 15,5 \text{ m.}$$

IV.6 Pentés des talus

Il n'existe pas de formules théoriques qui permettent de calculer directement ces pentes. En pratique on se donne des pentes d'après le tableau ci-joint pour les calculs préalables, qui pourraient être optimales compte tenu de la nature des matériaux, et on vérifie ces pentes par une étude de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes.

Tableau IV.1 : Valeurs des fruits des talus en fonction du type de barrage et sa hauteur

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

Pour une hauteur de barrage : $5 < H_b < 10$:

- ✓ Variante 1 (digue en terre homogène) : $m_1 = 2,5$; $m_2 = 2,5$.
- ✓ Variante 2 (digue zonée) : $m_1 = 2$; $m_2 = 2,5$.
- ✓ Variante 3 (digue en enrochement) : $m_1 = 2$; $m_2 = 2$

IV.7 Etude Technico-économique

Pour déterminer le coût du barrage, on trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, on détermine la hauteur de la digue à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi}$$

avec,

N_{cr} : Côte de la crête du barrage (m).

N_{pi} : Côte du pied du barrage dans la section i (m).

L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i" est déterminée ainsi :

$$S_i = \frac{B_{pi} + b_{cr}}{2} H_{bi} \dots \dots \dots \text{IV.9}$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage (m).

B_{pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i » (m).

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) \dots \dots \dots \text{IV.10}$$

Où : m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval.

Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} L_i \dots \dots \dots \text{IV.11}$$

avec,

L_i : Distance horizontale séparant deux sections successives S_i et S_{i+1} (m).

En effectuant le même calcul on aura le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes.

Sur la base du volume de différents matériaux utilisés pour la construction du barrage pour les différentes variantes, et les prix unitaires pratiqués par l'agence nationale des barrages et du transfert (ANBT), nous déterminons les coûts des différentes variantes.

IV.7.1 Barrage homogène en argile avec drain vertical

Pour un barrage homogène en argile limoneuse, les pentes des talus amont et aval : 2.5 / 2,5.

➤ Recharges

Tableau IV.1 : Volume des recharges en argile.

coupe N :	H_i (m)	B_i (m)	S_i (m ²)	S_{i+1} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
0	0,00	5,00	0,00	12,26	25,50	156,34
1	1,43	12,15	12,26	42,23	25,50	694,80
2	3,23	21,15	42,23	90,95	25,50	1698,11
3	5,11	30,57	90,95	145,72	25,50	3017,64
4	6,70	38,50	145,72	135,14	15,50	2176,71
5	6,42	37,10	135,14	79,58	25,50	2737,72
6	4,73	28,65	79,58	56,79	25,50	1738,77
7	3,87	24,35	56,79	45,90	25,50	1309,33
8	3,40	22,00	45,90	32,84	25,50	1003,99
9	2,76	18,80	32,84	13,76	25,50	594,15
10	1,55	12,75	13,76	0,00	12,23	84,12
11	0,00	5,00	0,00			
Volume total :						15055,34

➤ **Protection**

Tableau IV.2 : Volume de recharge en riprap du talus amont (e=0,3m).

coupe N :	H _i (m)	B _i (m)	S _i (m ²)	S _{i+1} (m ²)	L _i (m)	V _i (m ³)
0	0,00	0,30	0,00	0,43	25,50	5,47
1	1,43	0,30	0,43	0,97	25,50	17,82
2	3,23	0,30	0,97	1,53	25,50	31,92
3	5,11	0,30	1,53	2,01	25,50	45,19
4	6,70	0,30	2,01	1,93	15,50	30,50
5	6,42	0,30	1,93	1,42	25,50	42,65
6	4,73	0,30	1,42	1,16	25,50	32,89
7	3,87	0,30	1,16	1,02	25,50	27,81
8	3,40	0,30	1,02	0,83	25,50	23,56
9	2,76	0,30	0,83	0,46	25,50	16,49
10	1,55	0,30	0,46	0,00	12,23	2,84
11	0,00	0,30	0,00			
Volume total :						271,68

➤ **Filtres et drains**

D'après « le comité Français des barrages et réservoirs (Barrages en remblais) » l'épaisseur minimale e = 0,2m (drains et filtres).

Tableau IV.3 : Volume du gravier, talus (e=0,2m).

coupe N :	H _i (m)	B _i (m)	S _i (m ²)	S _{i+1} (m ²)	L _i (m)	V _i (m ³)
0	0,00	0,20	0,00	0,29	25,50	3,65
1	1,43	0,20	0,29	0,65	25,50	11,88
2	3,23	0,20	0,65	1,02	25,50	21,28
3	5,11	0,20	1,02	1,34	25,50	30,13
4	6,70	0,20	1,34	1,28	15,50	20,34
5	6,42	0,20	1,28	0,95	25,50	28,43
6	4,73	0,20	0,95	0,77	25,50	21,93
7	3,87	0,20	0,77	0,68	25,50	18,54
8	3,40	0,20	0,68	0,55	25,50	15,71
9	2,76	0,20	0,55	0,31	25,50	10,99
10	1,55	0,20	0,31	0,00	12,23	1,90
11	0,00	0,20	0,00			
Volume total :						181,12

Volume du prisme : V_{pr} = 112,15 m³

Tableau IV.4 : Volume du sable, talus (e=0,2m).

coupe N :	H _i (m)	B _i (m)	S _i (m ²)	S _{i+1} (m ²)	L _i (m)	V _i (m ³)
0	0,00	0,20	0,00	0,29	25,50	3,65
1	1,43	0,20	0,29	0,65	25,50	11,88
2	3,23	0,20	0,65	1,02	25,50	21,28
3	5,11	0,20	1,02	1,34	25,50	30,13
4	6,70	0,20	1,34	1,28	15,50	20,34
5	6,42	0,20	1,28	0,95	25,50	28,43
6	4,73	0,20	0,95	0,77	25,50	21,93
7	3,87	0,20	0,77	0,68	25,50	18,54
8	3,40	0,20	0,68	0,55	25,50	15,71
9	2,76	0,20	0,55	0,31	25,50	10,99
10	1,55	0,20	0,31	0,00	12,23	1,90
11	0,00	0,20	0,00			
Volume total :						181,12

Tableau IV.5 : Volume du drain vertical.

Volume du filtre (m ³)	Volume du gravier (m ³)	Volume total du drain vertical (m ³)
297,09	376,11	673,20

Tableau IV.6 : Volume du tapis drainant.

Volume du gravier m ³	Volume du filtre m ³	Volume du tapis drainant m ³
2155,09	718,36	2873,45

IV.7.2 Barrage zoné a noyau d'argile

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 8.1 m, les pentes des talus amont et aval : 2 / 2.5.

➤ **Le Noyau de la digue**

Tableau IV.7 : Volume du noyau

coupe N :	H _i (m)	B _i (m)	S _i (m ²)	S _{i+1} (m ²)	L _i (m)	V _i (m ³)
0	0,00	4,80	0,00	2,18	25,50	27,74
1	0,43	5,12	2,18	12,77	25,50	190,52
2	2,23	6,45	12,77	26,42	25,50	499,64
3	4,11	7,84	26,42	39,95	25,50	846,24
4	5,70	9,02	39,95	37,43	15,50	599,68
5	5,42	8,81	37,43	23,42	25,50	775,86
6	3,73	7,56	23,42	17,11	25,50	516,83
7	2,87	6,92	17,11	13,89	25,50	395,27
8	2,40	6,58	13,89	9,77	25,50	301,68
9	1,76	6,10	9,77	2,81	25,50	160,36
10	0,55	5,21	2,81	0,00	12,23	17,16
11	0,00	4,80	0,00			
Volume total :						4303,26

➤ **Volume total de la digue (variante 2)**

Tableau IV.8 : Volume total de la digue (variante 2).

coupe N :	H _i m	B _i m	W _i m ²	W _{i+1} m ²	L _i m	V _i m ³
0	0,00	5,00	0,00	11,75	25,50	149,83
1	1,43	11,43	11,75	39,62	25,50	655,03
2	3,23	19,54	39,62	84,41	25,50	1581,49
3	5,11	28,01	84,41	134,50	25,50	2791,19
4	6,70	35,15	134,50	124,84	15,50	2009,88
5	6,42	33,89	124,84	73,99	25,50	2535,03
6	4,73	26,29	73,99	53,05	25,50	1619,72
7	3,87	22,41	53,05	43,01	25,50	1224,74
8	3,40	20,30	43,01	30,94	25,50	942,86
9	2,76	17,42	30,94	13,16	25,50	562,21
10	1,55	11,97	13,16	0,00	12,23	80,45
11	0,00	5,00	0,00			
Volume total :						14002,60

Tableau IV.8 : Volume du noyau, d'encrochement et total de (la variante 2)

Volume du noyau (m ³)	Volume total (m ³)	Volume des recharges d'encrochement (m ³)
4303,26	14002,60	9699.34

➤ **Filtres et drains**

Tableau IV.9 : Volume de gravier (e=0,2m)

coupe N :	H _i m	B _i m	W _i m ²	W _{i+1} m ²	L _i m	V _i m ³
0	0,00	0,20	0,00	0,09	25,50	1,10
1	0,43	0,20	0,09	0,45	25,50	6,78
2	2,23	0,20	0,45	0,82	25,50	16,18
3	4,11	0,20	0,82	1,14	25,50	25,03
4	5,70	0,20	1,14	1,08	15,50	17,24
5	5,42	0,20	1,08	0,75	25,50	23,33
6	3,73	0,20	0,75	0,57	25,50	16,83
7	2,87	0,20	0,57	0,48	25,50	13,44
8	2,40	0,20	0,48	0,35	25,50	10,61
9	1,76	0,20	0,35	0,11	25,50	5,89
10	0,55	0,20	0,11	0,00	12,23	0,67
11	0,00	0,20	0,00			
Volume total :						135,99

Tableau IV.10 : Volume de sable (e=0,2m).

coupe N :	H _i m	B _i m	W _i m ²	W _{i+1} m ²	L _i m	V _i m ³
0	0,00	0,20	0,00	0,09	25,50	1,10
1	0,43	0,20	0,09	0,45	25,50	6,78
2	2,23	0,20	0,45	0,82	25,50	16,18
3	4,11	0,20	0,82	1,14	25,50	25,03
4	5,70	0,20	1,14	1,08	15,50	17,24
5	5,42	0,20	1,08	0,75	25,50	23,33
6	3,73	0,20	0,75	0,57	25,50	16,83
7	2,87	0,20	0,57	0,48	25,50	13,44
8	2,40	0,20	0,48	0,35	25,50	10,61
9	1,76	0,20	0,35	0,11	25,50	5,89
10	0,55	0,20	0,11	0,00	12,23	0,67
11	0,00	0,20	0,00			
Volume total :						135,99

Tableau IV.10 Volume du tapis drainant.

Volume du gravier m ³	Volume du sable m ³	Volume total du tapis drainant m ³
889,84	889,84	1779,69

IV.7.3 Digue en enrochement avec masque en béton (variante 3) :

C'est un ouvrage intéressant et très stable car il assure une bonne résistance à la poussée de l'eau par le poids propre du massif, il supporte assez bien les tassements et ne soumet sa fondation 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 du masque en béton est de 0,4m.

➤ **Recharges (enrochement) :****Tableau IV.11** Volume des recharges d'enrochement.

coupe N :	H _i m	B _i m	W _i m ²	W _{i+1} m ²	L _i m	V _i m ³
0	0,00	5,00	0,00	11,24	25,50	143,31
1	1,43	10,72	11,24	37,02	25,50	615,26
2	3,23	17,92	37,02	77,88	25,50	1464,87
3	5,11	25,46	77,88	123,28	25,50	2564,74
4	6,70	31,80	123,28	114,53	15,50	1843,05
5	6,42	30,68	114,53	68,40	25,50	2332,34
6	4,73	23,92	68,40	49,30	25,50	1500,67
7	3,87	20,48	49,30	40,12	25,50	1140,15
8	3,40	18,60	40,12	29,04	25,50	881,73
9	2,76	16,04	29,04	12,55	25,50	530,28
10	1,55	11,20	12,55	0,00	12,23	76,77
11	0,00	5,00	0,00			
Volume total :						12949,86

➤ **Masque en béton :**

Tableau IV.12 Volume du masque en béton (e=0,4).

coupe N :	H _i m	B _i m	W _i m ²	W _{i+1} m ²	L _i m	V _i m ³
0	0,00	0,40	0,00	0,57	25,50	7,29
1	1,43	0,40	0,57	1,29	25,50	23,77
2	3,23	0,40	1,29	2,05	25,50	42,55
3	5,11	0,40	2,05	2,68	25,50	60,25
4	6,70	0,40	2,68	2,57	15,50	40,67
5	6,42	0,40	2,57	1,89	25,50	56,86
6	4,73	0,40	1,89	1,55	25,50	43,86
7	3,87	0,40	1,55	1,36	25,50	37,08
8	3,40	0,40	1,36	1,10	25,50	31,42
9	2,76	0,40	1,10	0,62	25,50	21,98
10	1,55	0,40	0,62	0,00	12,23	3,79
11	0,00	0,40	0,00			
Volume total :						362,23

IV.8 Estimation du coût des différentes variantes

Tableau IV.13 Récapitulatif des coûts des différentes variantes.

Variante de digue	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût	Total
				(DA)	(DA)
Homogène	Recharges (argile)	15055,34	400	6022136	8760776
	Rip-rap	271,68	1200	326016	
	Filtre et drains	4021,04	600	2412624	
Zonée	Recharges	9699.34	1200	11639208	15347856
	Noyau	4303.26	500	2151630	
	Rip-rap	271.68	1200	326016	
	Filtre et drains	2051.67	600	1231002	
A masque	Recharge (enrochement)	12949,86	1200	15539832	19886592
	Masque en béton	362.23	12000	4346760	

IV.7 Comparaison financière des trois variantes :

A travers les résultats de calcul, il en ressort que la variante digue homogène est la plus économique et la plus facile à réaliser techniquement.

Conclusion :

En tenant compte de cette étude comparative, nous avons opté pour une digue en terre homogène en raison des avantages qu'elle présente. Mais également elle doit satisfaire les conditions suivantes :

- Une imperméabilité suffisante ;
- Insolubilité dans l'eau ;
- Une faible teneur en matière organique (< 5%) ;
- Pas de fissurations sous l'effet des tassements ;
- Une grande résistance au cisaillement et une densité sèche maximale;
- Un coût économique.

Introduction

La digue du barrage d'Oued Merfegue-es-Seid est en remblai homogène, avec une hauteur totale de 8.17 m, la largeur en crête est de 5m et les fruits des talus amont et aval sont donnés successivement de (2.5-2.5). Le profil général du barrage étant défini, il convient ensuite de procéder au calcul détaillé de la digue, des infiltrations et de stabilité de cette dernière.

V.1 Conception de la Digue

✓ Revanche du barrage

Un barrage en remblai ne supporte pas la surverse, ni le déferlement des vagues, et par conséquent le talus aval et la crête du barrage seraient alors assez rapidement érodés, le phénomène peut facilement aller jusqu'à l'ouverture d'une brèche.

Le risque de déferlement des vagues doit être circonscrit par l'adaptation d'une revanche suffisante entre le NPHE et la cote de la crête.

Le dimensionnement de la revanche tient compte de la hauteur potentielle des vagues qui dépendent 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.

Pour notre cas nous avons opté pour une revanche $R = 1$ m

✓ Hauteur totale De la digue

Elle est obtenue par la relation suivante:

$$H_b = C_{NNR} - C_f + h_{dév} + R + t \dots \dots \dots \mathbf{V.1}$$

avec,

C_{NNR} : La cote au niveau normal de la retenue déterminée (m);

C_f : La cote d'eau correspond au volume forcé en (m) ;

R : Revanche du barrage en (m);

t : Tassement (m).

$$H_b = 1337 - 1331 + 1 + 1 + 0.1 = 8.1 \text{ m.}$$

✓ Largeur en crête :

La largeur du couronnement est fixée à $b_{cr} = 5$ m.

✓ Longueur en crête:

La longueur en crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui est égale à $L = 252$ m.

✓ Pentes des talus :

Notre barrage est constitué d'un massif homogène à fort pourcentage d'argile. Donc : $m_1=2.5$ et $m_2=2.5$ (voir chapitre IV).

V.2 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.

Pour déterminer la classe de notre barrage nous nous sommes basé sur le tableau suivant:

Tableau V.2: Classe de barrage en terre en fonction de la hauteur et du type de la fondation (Volkov, 1986)

Type de sol de fondation	Classe des barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteur de barrage(m)			
Sol rocheux	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

Notre ouvrage fait partie de la classe IV.

V.3 Protection des talus

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a lieu donc en général de prévoir une protection pour les talus.

V.3.1 Le talus aval : sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement.

V.3.2 Le talus amont : sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la méthode de (TVA)

Le but principal du rip-rap mis en place sur un remblai est d'empêcher l'érosion et les dégâts pouvant résulter de l'action des vagues. L'expérience a, en général, montré que le rip-rap déversé était le type de protection de talus le plus efficace (CIGB, 1991).

V.3.2.1 Méthode Tennessee-Valley-Authority (TVA)

$$e = C \cdot V^2 \dots \dots \dots V.2$$

avec,

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

V : Vitesse de propagation des vagues en (m/s); sachant que $V = 1.99$ m/s.

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique γ du matériau d'enrochement.

La valeur de C est donnée par le tableau V.3.

Tableau V.3 Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids spécifique (Royet, 2000).

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique des enrochements		
	$\gamma = 2, 50$	$\gamma = 2, 65$	$\gamma = 2, 8$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1.5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Pour $m_1 = 2,5$ et $\gamma = 2,55$ t/m³ on a : $C = 0,028$

$V = 1.99$ m/s

$$e = 0,028 \times (1,9)^2 = 0,1 \text{ m}$$

On a une épaisseur d'enrochement $e = 0,11$ m,

On constate que cette épaisseur est assez faible pour résister aux batillages des vagues.

V.3.2.2 2ème méthode

Cette méthode consiste à déterminer l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues tirées directement du tableau V.4.

Tableau V.4 : Epaisseurs et diamètres d'encrochement en fonction de la hauteur des vagues (US Army Corps of Engineers).

Hauteur des vagues en m	Epaisseur de la protection (m)	Diamètre minimum D50 (m)
0.00 - 0.30	0.30	0.20
0.30 - 0.60	0.40	0.25
0.60 - 1.20	0.45	0.30
1.20 - 1.80	0.55	0.40
1.80 - 2.40	0.70	0.45
2.40 - 3.00	0.80	0.55

Comme la hauteur de la vague h_v est de l'ordre de 0,70 m, ce qui nous donne une épaisseur de la couche de :

$$e = 0,7 \text{ m et } D_{50} = 0,45 \text{ m.}$$

V.4 Dispositif de drainage du remblai

L'expérience montre que, même dans les petits barrages ($H < 5\text{m}$) l'absence du drainage engendre couramment des désordres lorsque la ligne de saturation, parfois au bout de plusieurs années de service (remblais très imperméables), finit par recouper le talus aval.

Pour contrôler les infiltrations à travers le remblai, il est nécessaire de mettre en place un dispositif drainant et filtrant.

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage.

Les conditions des drainages:

- a. Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.
- b. Ne pas permettre l'effet de renard; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes.

On doit contrôler son fonctionnement. En ce qui concerne la qualité des matériaux, les principaux essais, outre la granulométrie, sont :

- Mesure du coefficient de friabilité des sables.
- Essai Los Angeles (chocs) et l'essai (Micro- Deval) pour les graviers.
- Equivalent de sable (la présence d'argile peut entraîner une cohésion et donc la fissuration du matériau).
- Les matériaux calcaires sont à éviter pour les organes de drainage

V.4.1 Drain vertical

Le drain vertical ou drain cheminée est une alternative intéressante au tapis drainant puisqu'elle permet d'éviter le dysfonctionnement potentiel du drainage consécutif à l'anisotropie de perméabilité, l'épaisseur à retenir pour un tel drain est d'ordre 0.6 m comme une valeur minimal et l'implantation idéal se situe, un peut en aval de l'axe du remblai (afin de bénéficier au maximum de d'étanchéité apporté pour le remblai amont.

Le sommet du drain est arase au niveau normale de la retenue (NNR) ou plus de quelques centimètres (0.1-0.5) m, pour la sécurité il n'est pas nécessaire de le prolonger jusqu'au niveau des plus hautes eaux (NPHE).

La hauteur du drain vertical $h_{dr} = 6.5m$.

Nous prenons une largeur de 1m.

V.4.2 Tapis drainant

La longueur : $L_d = 15.5m$.

Epaisseur du drain :

Tableau V.5 : Epaisseurs du drain en fonction hauteur du barrage et du volume.

$H^2\sqrt{V}$	<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

avec,

H : hauteur du barrage en (m).

V : volume de la retenue en (Hm³).

Notre barrage à H=8.1 m, et V= 0.04 Hm³ donc $H^2\sqrt{V} = 13 < 30$.

$e_{pr} = 0.5$ m.

V.4.3 Prisme aval de drainage

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued. Sa hauteur minimale est fonction du niveau d'eau dans le talus en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur. On peut calculer sa hauteur par la formule suivante : (0.15-0.2) H_b.

- Hauteur du prisme :

$$h_{pr} = (0,15 - 0,2)h_b \dots \dots \dots \mathbf{V.3}$$

avec,

h_b : la hauteur totale du barrage.

On prend h prisme = 0.18*H_b = 1.5 m.

- Largeur du sommet de prisme :

Pour les petits barrages $b_{pr} = 0.50$ à 2.00 mètres.

$$b_{pr} = 1/3 h_{pr} \dots \dots \dots \mathbf{V.4}$$

$b_{pr} = 0.5$ m.

- Fruits des talus :

Le fruit du talus amont du prisme : $m'_1 = (1.25 - 1.75) = 1.5$

Le fruit du talus aval du prisme : $m'_2 = (1.5 - 2,5) = 2.5$

- Largeur en base du drain :

Elle est exprimée par

$$B = b_{pr} + (m_1 + m_2) * h_{pr} \dots \dots \dots \mathbf{V.5}$$

$B = 0,5 + (1.5 + 2.5) * 1.5 = 6.5$ m.

V.5 Calcul des filtres

V.5.1 Règles des filtres

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard (Terzaghi, 1942).

- **Condition1 :**

$$\frac{D_{50}}{D_{10}} \geq 0,32 \sqrt{\eta} \cdot (1 + 0,05) \frac{\eta}{1 - \eta} \dots \dots \dots \mathbf{V.6}$$

avec,

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10}$;

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$;

$n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux ;

$n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

- **Condition2 :**

Condition de (TERZAGHI, 1942)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots \dots \dots \mathbf{V.7}$$

D_{15} : Diamètre de filtre.

d_{85} : Diamètre du sol à protéger.

Selon les critères :

$$12 \leq \frac{D_{15}}{d_{15}} \leq 40 \dots\dots\dots \mathbf{V.8}$$

$$12 \leq \frac{D_{50}}{d_{50}} \leq 58 \dots\dots\dots \mathbf{V.9}$$

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 du sol protégé : $d_{15} = 0,00035\text{mm}$;

$$d_{50} = 0,002\text{mm};$$

$$d_{85} = 0,1 \text{ mm.}$$

La première couche du filtre est entre la terre du corps du barrage et la première couche de drain aux limites suivantes :

$$0,0042\text{mm} < D_{15} < 0,014 \text{ mm} ;$$

$$0,024 \text{ mm} < D_{50} < 0,0116\text{mm.}$$

La courbe granulométrique moyenne est : $D_{15} = 0,0091 \text{ mm} ; D_{50} = 0,07\text{mm}$.

La deuxième couche des filtres est déterminée en fonction de la courbe moyenne de la première couche:

$$0,1092 \text{ mm} < D_{15} < 0,364 \text{ mm}$$

$$0,84\text{mm} < D_{50} < 4,06 \text{ mm.}$$

D'où la courbe granulométrique moyenne de la deuxième couche du filtre. Elle a les dimensions suivantes $D_{15} = 0,236 \text{ mm}, D_{50} = 2,45 \text{ mm}$.

V.5.2 Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres

- **Filtre 1 :**

Condition 1 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n}$$

avec,

$$n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta;$$

D'après la courbe granulométrique du sable:

$$D_5 = 0,006\text{mm} ; D_{10} = 0,0065 \text{ mm} ; D_{15} = 0,009 \text{ mm} ;$$

$$D_{17} = 0,016\text{mm} ; D_{60} = 0,14 \text{ mm} ; D_{85} = 1,2 \text{ mm} ;$$

$$\eta = D_{60} / D_{10} = 6 \text{ Coefficient d'hétérogénéité} ;$$

$$n_0 = 0,4 \text{ d'où } n = 0,3 ;$$

$$D_5 / D_{17} = 0,6 > 0,51$$

La condition est vérifiée, donc pas de phénomène de renard dans le sol.

Condition 2: (zone de transition) => Condition de (Terzaghi 1942) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,009}{0,1} = 0,09 < 4$$

La condition est vérifiée donc, pas de zone de transition

- **Filtre 2 :**

Condition 1 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta)^{\frac{n}{1-n}}$$

$$n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta ;$$

D'après la courbe granulométrique du gravier :

$$D_5 = 0,00091\text{mm} ; D_{10} = 0,002 \text{ mm} ; D_{15} = 0,026 \text{ mm} ;$$

$$D_{17} = 0,0016\text{mm} ; D_{60} = 0,012\text{mm} ; D_{85} = 1,8 \text{ mm} ;$$

$$\eta = D_{60} / D_{10} = 6 \text{ Coefficient d'hétérogénéité} ;$$

$$D_5 / D_{17} = 0,56 > 0,52 : \text{ pour } n = 0,31.$$

La condition 1 est vérifiée, donc, pas de phénomène de renard dans le sol.

Condition 2 : (zone de transition) => Condition de (Terzaghi ,1942) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,236}{1,2} = 0,19 < 4$$

La condition est vérifiée, donc, pas de zone de transition.

➤ **Conclusion :**

On prévoit:

- ✓ Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 15 cm.
- ✓ La deuxième couche est en gravier d'épaisseur = 15 cm.
- ✓ L'encrochement d'épaisseur = 30 cm.

V.5.3 Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain

Condition de perméabilité :

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$$

D_{15} : diamètre correspondant à 15% du drain;

d_{15} : diamètre correspondant à 15% de l'argile.

$$D_{15} = 0,009 \text{ mm}$$

$$d_{15} = 0,00035 \text{ mm.}$$

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} = \frac{0,009}{0,00035} = 25,7 > 5$$

Donc, la condition de perméabilité est vérifiée.

Condition de non entraînement des particules fines :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5$$

D_{15} : Diamètre correspondant à 15% du drain;

d_{85} : Diamètre correspondant à 85% de l'argile

$$D_{15} = 0,009 \text{ mm}$$

$$d_{85} = 0,1 \text{ mm}$$

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,009}{0,1} = 0,09 < 5$$

- **Conclusion :**

La condition est vérifiée donc : la construction d'un filtre n'est pas nécessaire.

La condition assemblée les deux sont : $5 \cdot d_{85} \leq D_{15} \leq 5 \cdot d_{15}$ donc est vérifié.

V.6 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 (une couche de grave argileuse compactée). Pour le barrage homogène, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante les matériaux de la couche de crête.

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 uniforme de (3 à 4) % qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

V.6.1 Calcul d'infiltration à travers la digue et la fondation

La filtration d'eau à travers le corps du barrage en terre et sous ses ouvrages est créée par la charge d'eau au bief amont. Elle a pour conséquence la perte d'eau et le problème d'instabilité (Renards). Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries de barrages 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 de filtration, les vitesses de filtration et les débits de filtration à travers de l'ouvrage et le sol de fondation.

V.6.2 Tracer de la ligne de saturation

Il existe plusieurs méthodes de calcul de filtration à travers des barrages en terres : les méthodes expérimentales, hydromécaniques et les méthodes hydrauliques. Pour le tracer de la ligne de saturation on utilise la méthode grapho-analytique de Kozeny.

V.6.2.1 Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques des barrages en terres

- ✓ On admet la filtration dans un seul plan.
- ✓ On prend les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan comme nulles.
- ✓ On suppose que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope, et que la couche imperméable ait un coefficient de filtration nul.
- ✓ La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol des barrages en terre homogène, mais elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

Kozeny a montré que la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal, dont le foyer « o » est situé au pied du parement aval du barrage (fin du drain).

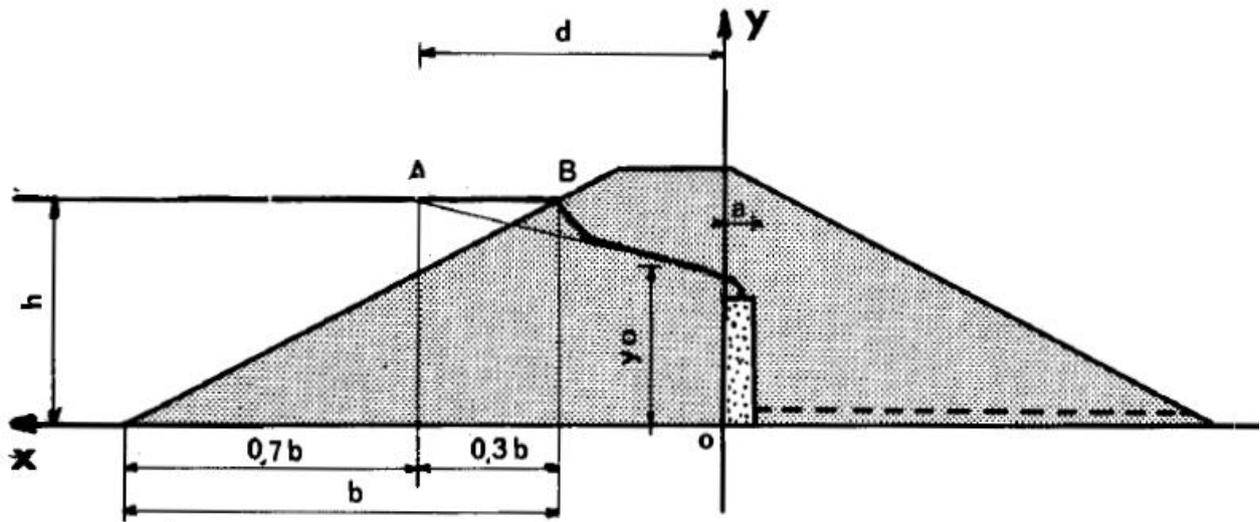


Figure V.1 : Schéma de la ligne de saturation dans le cas d'un drain vertical (Source : Techniques des Barrages en Aménagement Rural)

- L'équation de la parabole s'écrit:

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \dots\dots\dots \mathbf{V.10}$$

$$x = \frac{Y_0 - Y_0^2}{2 \cdot Y_0} \dots\dots\dots \mathbf{V.11}$$

En se reportant à la figure on a :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots \mathbf{V.12}$$

avec,

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b.

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont ;

h : Hauteur d'eau en amont.

Au niveau normal de la retenue on détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau h = 6m correspondante à la retenue normale.

$L_b = 46 \text{ m.}$

$b = 15 \text{ m.}$

$d = 25.5 - 0.7 \cdot b = 25.5 - 0.7 \cdot 15 = 15 \text{ m}$

On aura donc : $Y_0 = 1.2 \text{ m.}$

$a = y/3 = 0.4 \text{ m.}$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$y = \sqrt{1.34 + 2.31x} \dots\dots\dots \mathbf{V.13}$$

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau ci-après :

Tableau V.06 : Coordonnées de la ligne de saturation

X (m)	Y (m)
-0,37	0,74
0	1,20
2	2,50
4	3,32
6	3,98
8	4,54
10	5,04
12	5,50
14	5,92
15	6,12

La parabole coupe le plan d'eau amont en un point A situé à une distance horizontale du talus :

AB = 0,3 b.

AB = 4.5 m

V.7 Calcul d'infiltration

V.7.1 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue

Le débit de fuite à travers le noyau est déterminé par la formule suivante :

$$q = K.I.A \dots\dots\dots \mathbf{V.14}$$

avec,

q: Débit d'infiltration en (m³/s/ml).

K : Coefficient de perméabilité en (m/s). (K= 10⁻⁸m/s)

I: Gradient hydraulique.

A: Section d'infiltration par unité de longueur (m²).

Le gradient hydraulique est déterminé par:

$$I = \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots \mathbf{V.15}$$

et

$$A = y.I \dots\dots\dots \mathbf{V.16}$$

donc:

$$q = K.y \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots \mathbf{V.17}$$

avec, $y \frac{dy}{dx} = y_0 = 1.2$.

D'où : $q = K.y_0 = 1.2 * 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s/ml}$.

Le débit total à travers le barrage sera donc $Q = q * L = 2.79 * 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s} = 0.24 \text{ m}^3/\text{j}$

Tableau V.7 : Débit de fuite à travers la digue.

$y_0(\text{m})$	$K \text{ (m/s)}$	$q \text{ (m}^3/\text{s/ml)}$	$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$
1.2	10^{-8}	$1.2 * 10^{-8}$	$2.79 * 10^{-6}$

V.7.2 Fondation

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy

$$q_n = K.I.A \dots\dots\dots \mathbf{V.13}$$

avec,

K : Coefficient de perméabilité. ($K = 10^{-7} \text{ m/s}$)

I : Gradient hydraulique. $I = H_1/L_b$

($H_1 =$ charge d'eau dans retenue, $L_b = 31.89 \text{ m}$ L'emprise de barrage).

A : Section d'infiltration par unité de longueur. $A = T.1$

($T = 5 \text{ m}$ Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où : $q = K.I.T$

$$I = 6/46 = 0.13$$

D'où $q = 10^{-7} * 0.188 * 5 = 6.5 * 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s/ml}$.

Tableau V.8 : Débit de fuite à travers les fondations de la digue.

H(m)	I m/m	K (m/s)	q (m ³ /s/ml)	Q (m ³ /s)
6	0,13	10 ⁻⁷	6.5*10 ⁻⁸	1.64*10 ⁻⁵

V.7.3 Barrage (digue + fondation)

Le débit total d'infiltration (en m³/s) à travers le barrage est donné dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : Débit de fuite a travers le corps de la digue.

Débit à travers la digue (m ³ /s)	Débit à travers la fondation (m ³ /s)	Débit à travers le barrage (m ³ /s)
2.19*10 ⁻⁶	1.64*10 ⁻⁵	1.85*10 ⁻⁵

IV.7.4 Vérification de la résistance d'infiltration du sol de la digue

La résistance d'infiltration du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta_n} < I_{adm} \dots \dots \dots \mathbf{V.18}$$

avec,

ΔH : perte de charge dans le corps de la digue.

δ_n : épaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau V.9.

Tableau.9 : Gradient hydraulique admissible en fonction du corps de la digue

Sol du corps du corps de la digue	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	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 IV^{ème} classe, alors on prend $I_{adm}=1,95$

Donc : $\Delta H = 6 \text{ m}$; $\delta n = 25.5 \text{ m}$;

$$I = 0.24 \leq I_{adm}$$

On peut conclure que la résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

2) fondation du barrage

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si, et seulement si, la condition suivante est vérifiée :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots \mathbf{V.19}$$

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 V.10.

Tableau V.10 : Gradient d'infiltration admissible.

Sols de fondation	I_{cr}
Argiles	1.2
Limons	0.65
Sables grossiers	0.45
Sables moyens	0.38
Sables fins	0.29

K_s : Coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe du barrage d'après le tableau V.11

Tableau V.11 : Détermination du coefficient de sécurité

Classe du barrage	I	II	III	IV
K_s	1.25	1.20	1.15	1.10

I_f : Gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule suivante :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L_b + 0,88T_c} \dots\dots\dots \mathbf{V.20}$$

avec,

T_c : Profondeur de calcul de la zone de l'infiltration de la fondation. ($T_c = 5 \text{ m}$) ;

ΔH : Charge d'eau ($H=6m$) ;

L_b : Largeur à la base du barrage ($L_b= 46 m$).

On a donc : $I_f = 0.12$

Notre barrage appartient à la classe IV, ce qui donne ($K_s=1,10$).

Les fondations argileuses, donc: $I_{cr}=1.2$.

On remarque que $I_f = 0.12 < \frac{I_{cr}}{K_s} = 1.09$ donc la condition est vérifiée et la résistance d'infiltration à travers la fondation est assurée.

V.8 Calcul de stabilité

L'étude de stabilité d'un barrage en terre est fondamentale car elle s'appuie sur celle de ses talus amont et aval ainsi que de sa fondation. L'étude de stabilité des talus a attiré, l'attention de plusieurs chercheurs et ingénieurs. Pour aborder toute analyse ayant lien à la stabilité, il est convenu qu'il faut développer un certain nombre d'hypothèses selon la complexité et les données du problème.

Selon ces hypothèses, la solution du problème peut être déterminée analytiquement ou graphiquement ou par combinaison des deux. Suivant la méthode utilisée, il est convenu que pour arriver à un résultat, nous sommes obligés de donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement.

En général, cette surface est prise comme étant cylindrique, circulaire axe horizontal qui apparaît comme n cercle appelé cercle de glissement dans une coupe transversale de la digue. Cette hypothèse est bien conforme aux observations sur le glissement du talus.

Il est important de signaler que jusqu'à ce jour, ce domaine reste ouvert à toutes suggestions, améliorations et approfondissements pour la bonne connaissance des phénomènes mécaniques qui peuvent induire la masse sujette au glissement.

V.8.1 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 fuit (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 situation de fonctionnement;

- a) Fin de construction (talus aval et talus amont);
- b) Fonctionnement normal (Talus aval);
- c) Vidange rapide (talus amont).

V.8.2 Principe de calcul

Pour l'appréciation de la stabilité du remblai compacté du petit barrage de Merfegue-es-Seiset la vérification des valeurs des fruits des parements adoptés, nous avons utilisé la méthode des tranches (Méthode de Fellenius). Cette vérification a fait l'objet d'un calcul détaillé effectué manuellement. Ce dernier a été réalisé avec la contribution du tableur Excel.

Quatre cas peuvent être vérifiés :

Pour réaliser cette étude nous avons tenu compte des données suivantes :

- ✓ De la géométrie de la digue.
- ✓ Des caractéristiques des matériaux utilisés.
- ✓ Des différents niveaux d'eau dans la cuvette en fonction de l'exploitation du barrage (niveau de retenue normale et vidange rapide).
- ✓ Du niveau piézométrique dans les différentes couches.
- ✓ De l'accélération de la pesanteur en cas de séisme prévu pour une période de retour de 50 ans.

V.8.3 Méthode grapho-analytique de Felinus

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste à déterminer le coefficient de stabilité « K », qui est le rapport des moments des efforts de stabilité sur les moments des efforts de basculement (forces motrices), par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau V.12.

Tableau V.12 : Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges Classe de l'ouvrage 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 : $K_{ss,adm} = 1,1$
- 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.8.4 Détermination de la zone des cercles critique par la méthode Fonduev

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 R₁ et R₂ avec :

$$R_1 = K_1 H_b \dots\dots\dots \mathbf{V.21}$$

$$R_2 = K_2 H_b \dots\dots\dots \mathbf{V.22}$$

H_b : Hauteur totale du barrage (H_b=8.1 m).

(K₁-K₂) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau.

Tableau V.13 : Détermination des rayons max et min de la zone des cercles critiques

Pente des parements	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
K ₁ =R ₁ /H _b	0.75	0.75	1	1.5	2.2	3
K ₂ =R ₂ /H _b	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

On a :

$$K_1 = 0.875$$

$$K_2 = 2.025$$

donc :

$$R_1 = 7.2 \text{ m.}$$

$$R_2 = 16.5 \text{ m}$$

L'intersection des deux lignes (verticale, incliné) avec les deux rayons R₁ et R₂ nous donne la zone des centres des cercles de glissement.

A partir de cette zone on trace des cercles de glissement de rayons « R » qui doivent 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.

On partage la zone limitée par le cercle de rayon R et la digue en tranches d'une épaisseur b=0,1R. On identifie toutes les tranches qui se trouve à gauche du centre de cercle par des chiffres positifs et celles qui se trouvent à droite du centre par des chiffres négatifs en commençant par la tranche zéro de la zone ou se trouve le centre de cercle).

Les efforts agissants sur une tranche 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. Effort sismique.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

Normale (forces stabilisatrices) :

$$N = G_n \cos \alpha \dots\dots\dots \mathbf{V.23}$$

Tangentielle (forces déstabilisatrices) :

$$T = G_n \sin \alpha \dots\dots\dots \mathbf{V.24}$$

avec,

α : Angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

V.8.5 Calcul des forces appliquées à chaque tranche

a- Force de pesanteur (poids propre de la tranche)

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit :

$$G_n = \sum_{i=1}^3 \gamma_i h_i \dots\dots\dots V.25$$

avec,

h_1, h_2, h_3 : Hauteurs des tranches;

γ_1 : Densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation;

γ_2 : Densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation;

γ_3 : Densité de l'assise;

b : Largeur de la tranche.

b- Force de pression interstitielle :

Dans le cas ou le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \times h \cdot dl \dots\dots\dots V.26$$

avec,

U : pression interstitielle;

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche (m);

γ_w : poids volumique de l'eau $\gamma_w=10\text{KN/m}^3$;

h : hauteur de la tranche (m).

c- Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots V.27$$

avec,

C : Cohésion du sol (Matériau).

d- Forces dues au séisme :

$$T = a \cdot G_n \dots\dots\dots V.28$$

avec,

a : Coefficient de séisme

G_n : Poids de la tranche.

V.8.6 Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

Les forces stabilisatrices :

a. Force de frottement :

$$F_f = N \tan \varphi - U \text{ dl } \text{tg} \varphi \dots \text{V.29}$$

avec,

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b. Force de cohésion :

$$F_c = c \text{ dl } \dots \text{V.30}$$

avec,

$$dl = \frac{2\pi \times R \times B_i}{360} \dots \text{V.31}$$

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 :

$$M_s = [(N \tan \varphi - U \text{ dl}) \text{tg} \varphi + c \text{ dl}] R \dots \text{V.32}$$

Forces motrices

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique ($N \tan \alpha$), (force de cisaillement) du poids ($G \sin \alpha$) qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots \text{V.33}$$

Remarque:

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section divisée}}{10}$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

V.8.6 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement:

Le coefficient « K_s » sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

V.8.6.1 Retenue pleine :

$$K_{SS} = \frac{\sum (N_n - p_i) \text{tg} \varphi_i + \sum C_i \text{ dl}}{\sum G_n \sin \alpha_n} \geq K_{adm} \dots \text{V.34}$$

$$K_{SS} = \frac{\sum (N_n - p_i) \text{tg} \varphi_i + \sum C_i \text{ dl}}{\sum G_n \sin \alpha_n} \geq K_{adm} \dots \text{V.35}$$

V.8.6.2 Retenue vide (fin de construction) :

$$K_{SS} = \frac{\sum Nntg \phi + \sum C_i dl}{\sum Tn} \geq K_{adm} \dots \dots \dots \mathbf{V.36}$$

$$K_{SS} = \frac{\sum Nntg \phi + \sum C_i dl}{\sum Tn + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \geq K_{adm} \dots \dots \dots \mathbf{V.37}$$

Dans ce cas puisque les fruits des talus amont et aval sont égaux, il suffit de vérifier la stabilité d'un seul cas.

IV.8.6.3 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.

$$K_{SS} = \frac{\sum Nntg \phi + \sum C_i dl}{\sum Tn} \geq K_{adm} \dots \dots \dots \mathbf{V.38}$$

$$K_{SS} = \frac{\sum Nntg \phi + \sum C_i dl}{\sum Tn + \frac{1}{R} \sum aG_{ni} a_{ni} d_{ni}} \geq K_{adm} \dots \dots \dots \mathbf{V.39}$$

Tableau IV.14 : Valeurs des coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation			Coefficient de sécurité	
			Sans séisme	Avec séisme
Cas de fin de construction	Talus amont / aval	R = 16.94 m	1.35	1.05
		R = 16.58 m	1.37	1.07
		R = 16.56 m	1.72	1.28
Cas d'exploitation normal	Talus aval	R = 16.84 m	1.36	1.06
		R = 15.99 m	1.41	1.08
		R = 16.11 m	1.39	1.07
Cas de Vidange rapide	Talus amont	R = 14.9 m	3.11	1.93
		R = 14.7m	2.26	1.06
		R = 14.32 m	1.44	1.11

On remarque que la stabilité est assurée dans tous les cas de sollicitation, puisque les valeurs des coefficients de sécurité sont supérieures ou égale aux valeurs admissibles que ce soit dans le cas de calcul sans séisme ($K_{SS} = 1.05$) ou le cas avec séisme ($K_{as} = 1.1$).

Conclusion

Notre retenue collinaire est de classe IV ($H = 8.1$ m). On a prévu des filtres (de sable et gravier) ainsi qu'une protection en enrochement d'épaisseur de 30 cm pour le talus amont. Pour le drainage du corps de la digue on propose un drain vertical avec un tapis drainant et un prisme à l'aval. A la lumière des résultats de calcul de stabilité obtenus, la digue est stable pour les différentes situations de calcul à savoir : cas de fin de construction, cas d'exploitation normal et le cas de vidange rapide).

Introduction

Pendant d'élaboration d'un projet de barrage, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenant à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, la géologie des rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue sont :

- Evacuateur de crues.
- Vidange de fond.
- Prise d'eau.

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (techniquement et économiquement) à notre retenue.

VI.1 Ouvrage d'évacuateur de crues

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans crée d'érosion en aval risquant d'endommager l'ouvrage.

VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. les difficultés de réalisation.
3. les exigences topographiques du site.
4. les exigences géologiques de la fondation.
5. la facilité d'entretien.
6. la facilité de modification.
7. le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories :

- a. l'évacuateur à écoulement libre.
- b. L'évacuateur par puits noyé.

VI.1.2 Différents types des évacuateurs de crues

➤ 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.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- a) Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- a) Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)

- b) Problème de vibration.
- c) Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- d) Prévoir des protections antivortex (coût et entretien).
- e) Dissipation au pied de la digue.

➤ **Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral**

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface 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 déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

➤ **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. Ainsi que la Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- ✓ Le coût peut élever.
- ✓ La difficulté de modification.

➤ **Evacuateur de crues en siphon**

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- ✓ Aucune exigence topographique.
- ✓ Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- ✓ Amorçage et le désamorçage.
- ✓ Entretien indispensable.
- ✓ Débit faible à évacuer.
- ✓ Dispositif sur le corps de la digue.

VI.1.3 Choix de la variante

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles pouvant arracher les arbres du site boisé ; la faible charge sur l'entonnement circulaire, et l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive ; tous ces problèmes ramènent à rejeter cette Variante .

L'évacuateur de crue latéral s'adapte au site du fait que les excavations seront réduites, mais le problème de saturation pour une crue de débit qui peut dépasser celui de la crue de projet rend celle-ci peu fiable.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal s'adapte aussi au site, puisque la largeur déversante n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation. Le bon et la sûreté de celui-ci pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante la plus adéquate du côté technique et économique. L'évacuateur des crues pour la retenue sera donc latéral à entonnement frontal.

VI.1.4 Dimensionnement de l'évacuateur de crue

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

- 1) Un canal d'approche.
- 2) Un déversoir.
- 3) Un chenal.
- 4) Un convergent.
- 5) Un coursier.
- 6) Un bassin de dissipation.
- 7) Un canal de restitution.

VI.1 Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues

Le choix du type de l'évacuateur, de son dimensionnement est une phase essentielle dans la conception d'un barrage, car sa sécurité et sa longévité en dépendent.

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

De point de vue géologique, les deux rives favorisent l'implantation de l'évacuateur de crues (aucun problème d'instabilité des rives, bonne géologie).

La topographie du terrain permet l'implantation de l'évacuateur de crues avec toute sa longueur déversante.

- Rive droite :

On remarque que l'implantation de l'évacuateur de crues sur cette rive est difficile, car la pente est importante. Ceci peut entraîner des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression, instabilité de l'écoulement) qui par conséquent influent sur la stabilité de l'ouvrage.

- Rive gauche :

L'évacuateur de crues implanté sur cette rive sera rectiligne sur toute sa partie déversante et ses ouvrages intermédiaires (coursier, chenal), et aura une longueur moins importante (aspect économique).

Après ce qu'on vient de voir, la rive gauche est la plus avantageuse pour l'implantation de l'évacuateur de crues. Donc celui-ci à entonnement frontal sera projeté sur cette rive.

VI.2 Dimensionnement hydraulique

Avant de procéder aux calculs hydrauliques, on doit vérifier la fiabilité de l'évacuateur de crues avec sa largeur déversant de 12 m lors de l'évacuation de la crue centennale.

La charge au-dessus de déversoir est acceptable de point de vue que le niveau des plus hautes eaux sera encore inférieur à la crête du barrage, donc on n'aura aucun risque de submersion.

Les calculs hydrauliques seront donc établis pour la même largeur déversante (12 m) et pour la même charge ($h_{dév} = 1.07$ m) et le même débit déversant (30.72 m³/s).

L'évacuateur de crues comprend les éléments suivants :

VI.2.1 Canal d'amenée

Le canal d'amenée (canal d'approche) permet de guider calmement la crue vers le seuil déversant.

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}} \dots \dots \dots \text{IV.1}$$

avec,

Q : Débit à évacuer (m³/s) ;

S_{can} : Section du canal en (m²) et $S_{can} = H \times b$.

H : Charge d'eau (m) ;

$H = h + P$;

P : Hauteur de pelle en (m) ;

h : Lamé déversante en (m).

$$V_{ap} = \frac{30.72}{14 \times (1+1)} = 1.1 \text{ m/s}$$

V_{adm} compris entre 1.22 et 1.6 m/s

$V_{ap} < V_{adm}$ donc pas de risque de l'érosion le canal ne nécessite pas de revêtement.

P: la pelle (P=1m).

H: la charge d'eau sur le déversoir h=1 m.

$H = h + P = 2$ m

La largeur du canal d'approche : $b = 14$ m.

Longueur du canal d'approche:

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à $L = 6.5$ m.

VI.2.2. Déversoir

Le profil du seuil déversant est de type Creager, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression égal a la pression atmosphérique, tout profil situé au dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement.

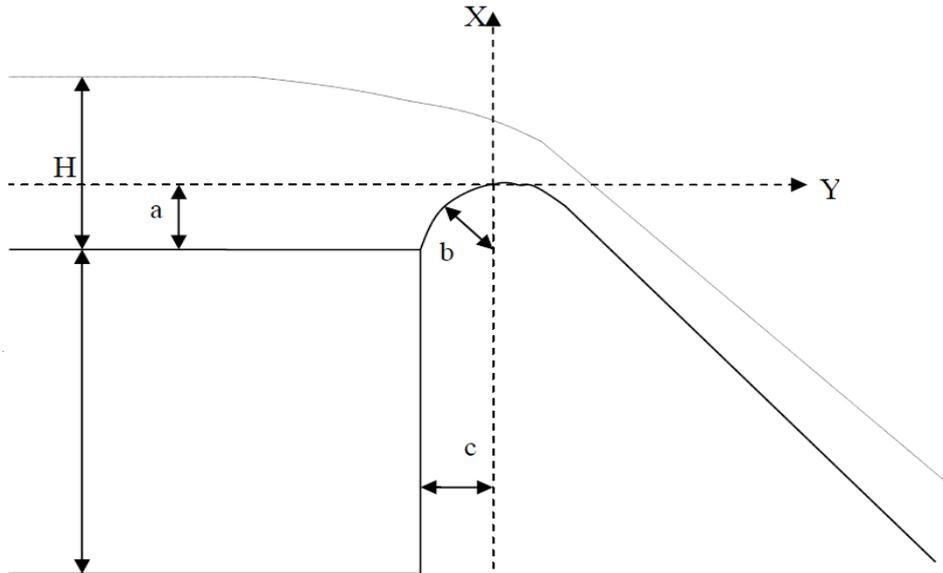


Figure VI.1 Dimensions du déversoir (Source : Techniques des barrages et aménagement rural)

avec,

$$a = 0.12H = 0.13 \text{ m.}$$

$$b = 0.4H = 0.43 \text{ m.}$$

$$c = 0.3H = 0.32 \text{ m.}$$

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante:

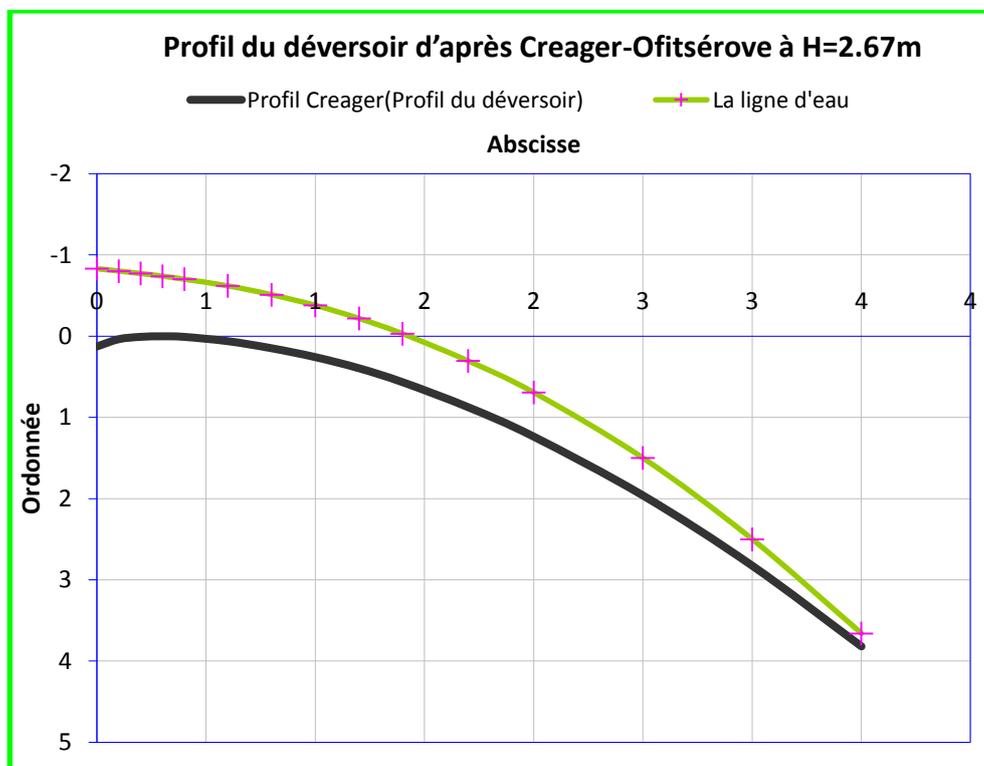
$$Y = \frac{X^{1.85}}{2H^{0.85}} \dots \dots \dots \text{IV.2}$$

H : Charge sur le déversoir (m).

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau VI.1 si dessous et le profil du déversoir est représenté par la Figure VI.1.

Tableau VI.1 Coordonnées de profil du déversoir et de la nappe déversante.

Coordonnées pour construire le profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=1m		
X/H	Surface Intérieure (Profil du déversoir)	Surface Extérieure
0	0,126	-0,831
0,1	0,036	-0,803
0,2	0,007	-0,772
0,3	0	-0,74
0,4	0,007	-0,702
0,6	0,06	-0,62
0,8	0,147	-0,511
1	0,256	-0,38
1,2	0,393	-0,219
1,4	0,565	-0,03
1,7	0,873	0,305
2	1,235	0,693
2,5	1,96	1,5
3	2,824	2,5
3,5	3,818	3,66
4	4,93	5
4,5	6,22	6,54

**Figure VI.2** : Profil du déversoir

VI.2.3 Chenal d'écoulement

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieure à la pente critique) pour que le régime soit fluviale. Il est en général de section rectangulaire, sa longueur est déterminée en fonction de la topographie. Ici elle n'est pas importante elle est égale à 19m et une pente $i=0,2\%$.

Calcul de la profondeur critique :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \dots\dots\dots \text{IV.3}$$

avec:

q : débit spécifique $q = Q/b$ (m^2/s) ;

Q: débit à évacuer ($Q = 30.72m^3/s$).

b: largeur du canal ($b = 14$ m).

g: l'accélération de pesanteur ($g=9,81m^2/s$).

$$Y_c = 0.82 \text{ m}$$

Calcul de la profondeur normale :

La profondeur normale h_n (profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement est uniforme) se déduit de la formule de Chézy.

$$Q = S.C\sqrt{RI} \dots\dots\dots \text{IV.4}$$

avec,

S : Section du chenal $S=b.h_n$;

I : Pente du chenal $I=0,2\%$;

C_n : Coefficient de Chézy $C_n = R^{1/6}/n$ ($1/n=K=71$);

R : Rayon hydraulique ; $R = \frac{S}{P} = \frac{b \times h_n}{2 \times h_n + b}$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par la méthode itérative.

$$Q = K \times I^{1/2} \times (b \times h_n)^{5/3} \times (2h_n + b)^{-2/3} \dots\dots\dots \text{IV.5}$$

On aura : $h_n = 0,84$ m.

Calcul de la pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning :

$$Q = K * S * R_H^{2/3} I^{1/2} \dots\dots\dots \text{IV.6}$$

avec :

R_H : rayon hydraulique en (m);

I : pente en (m/m);

S : section mouillée;

K : coefficient de Manning –Strickler ($K = 71$) ($\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}^{-1}$)

Pour une section rectangulaire :

$$I_{cr} = \left[\frac{Q(b+(2yc))^{2/3}}{K(byc)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots \text{IV.7}$$

$$I_{cr} = 0.0024$$

Conclusion :

$h_n = 0,84 \text{ m} > h_c = 0,82$ et $I_{cr} = 0.0024 = 0.24 \% > 0.2\%$

Alors l'écoulement est fluvial.

VI.2.4 Calcul du convergent

A l'extrémité du chenal la ou s'amorce le coursier on projette un convergent pour marquer le passage en régime torrentiel.

La longueur du convergent est déterminée par la formule suivante :

$$L = 2,5 \cdot (L_1 - L_2) \dots\dots\dots \text{IV.8}$$

L_1 : est la largeur au plafond du bief amont $L_1 = 17 \text{ m}$.

L_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle $L_2 = 4 \text{ m}$.

VI.2.5 Coursier

En général, le coursier commence par un convergeant amenant à la section de contrôle (section ou on atteint la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente.

Avec celle du régime critique :

La pente du coursier: $I = 9.2\%$

La longueur de coursier déterminée topographiquement : $L = 40 \text{ m}$.

Largeur de plafond du canal $b = 4 \text{ m}$.

Calcul de la profondeur critique :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2}$$

Ou :

Q : débit de projet lamine ($Q = 30.72 \text{ m}^3/\text{s}$);

b : la largeur du coursier.

$$Y_c = 1.82 \text{ m}$$

Calcul de la pente critique :

Pour $Fr=1$: on a :

$$q = S_c * C_c * (R_c * I_c)^{1/2} \dots\dots\dots \mathbf{IV.9}$$

donc :

$$I_c = (q^2) / (S_c^2 * C_c^2 * R_c) \dots\dots\dots \mathbf{IV.10}$$

Les paramètres critiques S_c , C_c et R_c sont calculés en fonction de la hauteur critique qui déjà calculé $h_{cr} = 1.82$ m.

La section critique : $S_{cr} = 7.28$ m².

La vitesse critique : $V_{cr} = 4.22$ m/s.

Le périmètre critique : $P_{cr} = 7.64$ m.

Le rayon hydraulique : $R_{cr} = 0.95$ m.

Le coefficient C critique : $C_{cr} = 86.64$.

$I_{cr} = 0.0024$ m/m.

Calcul de la profondeur normale :

$$Q = K * I^{1/2} * (b * h_n)^{5/3} * (2h_n + b)^{-2/3}$$

Le calcul se fait par itérations en remplaçant les valeurs de la hauteur normale dans l'équation suivante jusqu'à avoir la valeur du débit:

$$h_n = 0,59811 \text{ m}$$

Puisque $h_n < h_{cr}$ et $I > I_{cr} \Rightarrow$ d'après la classification du mouvement et du régime d'écoulement : l'écoulement est torrentiel.

Calcul de la ligne d'eau dans le coursier en utilisant le logiciel canal 21 :

L'utilisation du code de calcul canal 21 permet de représenter la ligne représentée par la figure ci-dessus.

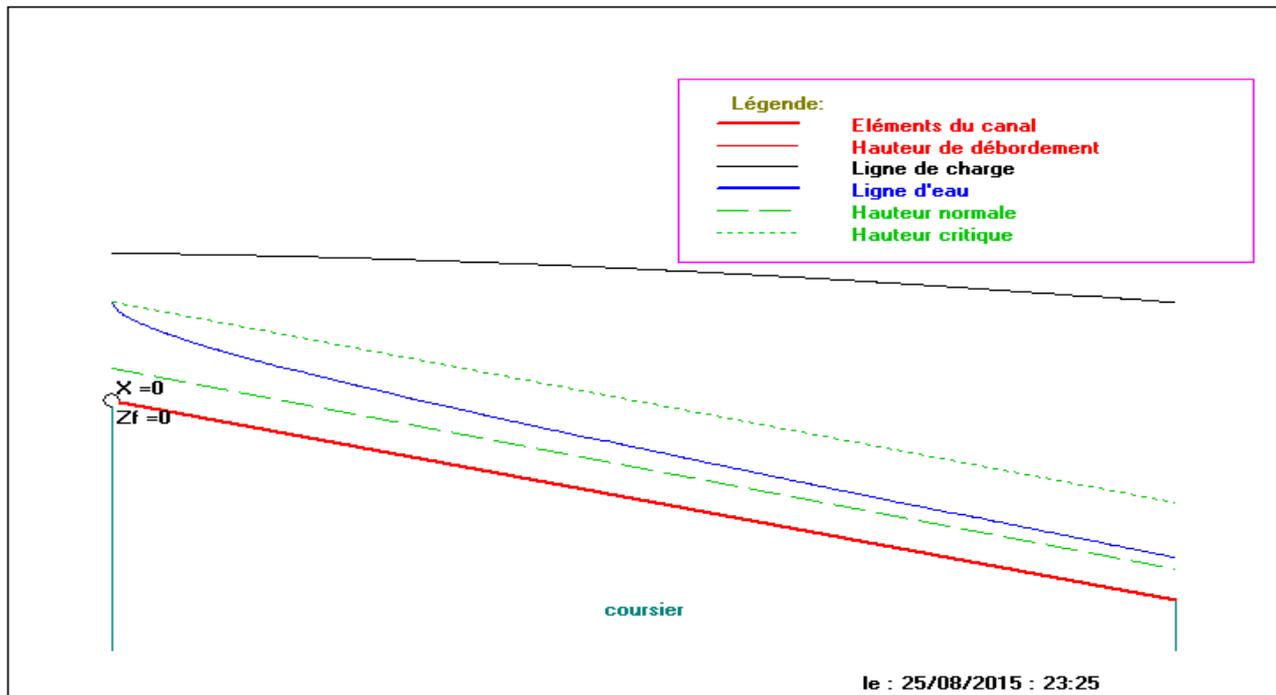


Figure VI.3 Profil de la ligne d'eau dans le coursier de l'évacuateur de crue.

c:\canal21\util

fichier canal à lire

gestion des éléments

Pos	type	nom	larg/ray	fruit	Pelle aval	Ouvert	longueur	pente	Y deb	strickler	Borc
1	Rec	coursier	4				40	+0.0920	71		1

1- calage PL amont aval

abcisse (m) 0,00

cote de fond (m) 0,00

2- paramètres généraux

Nbre pas de calcul 500

Débit (m3/s) 30,720

état calcul

calage PL

param. gen

cond. limites

3- Conditions limites

hauteur d'eau AMONT (en m)

Y normale Y_n 0,5981 torrentiel

Y imposée Y 1,8000 $\leq Y_c$ 1,8184

hauteur d'eau AVAL (en m)

Y normale Y_n 0,5981 torrentiel

Y imposée Y 99,0000 $\geq Y_c$ 1,8184

dessin profil en long charge position calcul choisie

dessin profil en travers largeur au miroir L(Y) DESSIN

z édit. 5

Figure VI.4 Résultats de calcul en utilisant le logiciel canal21.

Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier✓ **Vérification de l'apparition des vagues roulantes :**

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$\frac{b}{h} < (10 \div 12) \text{ Et } F^2 < 40$$

avec,

b: Largeur du coursier $b=4\text{m}$;

h: Profondeur d'eau minimale dans le coursier $h= 0.59 \text{ m}$;

Fr : Nombre de Froude.

$$\frac{4}{0.59} = 6.78 < 10$$

$$F^2 = 2.19^2 = 27.84 < 40$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées, il n'y a pas de risque d'apparition des vagues roulantes dans le coursier.

Phénomènes d'aération dans le coursier :

Des essais ainsi que des calculs, montrent que D, croit avec le débit spécifique q pour une rugosité n et une pente du radier du coursier i données.

La position D du phénomène peut être exprimée par :

$$\frac{D}{n} = f\left(\left(\frac{q}{\sqrt{g.n^3}}\right), i\right) \dots\dots\dots \text{IV.11}$$

$$q = 7.68 \text{ m}^2/\text{s}, n = 0,014 \quad \text{d'où } \frac{q}{\sqrt{g.n^3}} = 1480.25 \quad \text{et } I = 9.2\%$$

Si la longueur de notre coursier dépasse la distance D on a ce phénomène d'aération sinon le phénomène ne se produit pas car la longueur n'est pas assez importante.

VI.2.6 Bassin de dissipation :

Le dimensionnement de cet ouvrage se base sur le calcul des paramètres du ressaut et le nombre de Froud.

La première hauteur conjuguée est déduite du tableau du calcul de la ligne d'eau :

$$y_1 = 0.8 \text{ m.}$$

On a :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gy_1}} \dots\dots\dots \text{IV.12}$$

avec,

$$V : \text{vitesse de sortie du coursier (m/s)} \quad V = \frac{Q}{b \cdot y_1} = 9.6 \text{ m/s.}$$

$$Fr = 3.42$$

$2.5 \leq Fr \leq 4.5$ Ressaut très instable.

Pour un tel ressaut on a besoin d'un bassin de dissipation de type I (pas de blocs chicane) qui se caractérise par des blocs de chute et un seuil terminal.

Détermination des caractéristiques du bassin :

De l'abaque de l'annexe on a :

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) = 4.36 \text{ d'où la deuxième hauteur conjuguée es égale à : } y_2 = 3.489 \text{ m.}$$

avec,

y_1 : Tient d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tient d'eau après le ressaut en (m).

la profondeur du bassin :

$$y_2' = 1.1 \cdot y_2 = 1.1 \cdot 3.488 = 3.84 \text{ m, c'est profondeur du bassin de dissipation.}$$

- La longueur du bassin est déterminée à partir du rapport L/y_2 en fonction du nombre de Froud

$$L/y_2 = 5.52 \quad L = 19.25 \text{ m}$$

- Les dimensions des blocs de chute :

$$\text{La hauteur} = 2 \cdot y_1 = 2 \times 0.8 = 1.6 \text{ m}$$

$$\text{La longueur} = 2 \cdot y_1 = 1.6 \text{ m.}$$

$$\text{L'épaisseur} : w \leq y_1 = 0.48 \text{ m.}$$

$$\text{L'espacement} : e = 2.5 \cdot w = 2.5 \cdot 0.48 = 1.2 \text{ m.}$$

- Le seuil terminal :

$$\text{La hauteur du seuil} = 1.25 \cdot y_1 = 1 \text{ m.}$$

Détermination du nombre de blocs de chutes : n.

D'après le schéma on remarque que :

$$n \cdot w + e \cdot (n-1) = b.$$

Donc : $n + 2.5 \cdot (n-1) = 4$ on trouve $n = 3$

$$4 - 3 \cdot 4.8 - 2 \cdot 1.2 = 1.6$$

L'espacement par rapport aux bords du bassin = $0.16/2 = 0.08$ m

VI.2.7 Canal de restitution

Selon les conditions topographiques on choisit un canal en enrochement de forme trapézoïdale d'une longueur de 10 m, avec un fruit de talus de 1/1, avec une pente $I = 0,3\%$.

Détermination de hauteur critique :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \times \sigma_{cr}^2\right) \times K \dots \text{IV.13}$$

avec,

$$b = 24\text{m}$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times b^2}} = 1.82 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{K \times m}{b} = \frac{1.82 \times 1}{4} = 0.46.$$

d'où : $h_{cr} = 0.85\text{m}$.

La pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \times C_{cr}^2 \times R_{cr}} \dots \text{IV.14}$$

avec,

$$S_{cr} = m \times h_{cr}^2 + b \times h_c \dots \text{IV.15}$$

donc : $S_{cr} = 4.12 \text{ m}^2$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \times \sqrt{1 + m^2} \dots \text{IV.16}$$

donc : $P_{cr} = 5.2 \text{ m}$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} \dots \text{IV.17}$$

donc : $R_{cr} = 0.79 \text{ m}$.

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \times R_{cr}^{1/6} \dots \text{IV.18}$$

donc : $C_{cr} = 61.6$.

D'où

$$I_{cr} = 0.013 \text{ m/m}$$

La profondeur normale :

La profondeur normale du canal est calculée par itération avec :

$$Q = 30.72 \text{ m}^3/\text{s} ; b = 4 \text{ m} ; n = 0.03 ; m = 1$$

On trouve : $H_n = 1.43 \text{ m}$.

La vitesse dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \times h_n^2 + b \times h_n} \dots \dots \dots \text{IV.19}$$

$$V = 9.96 \text{ m/S}$$

La vitesse admissible correspondante à ce type de sol est : $V_{adm} = (1,80 \div 2,20) \text{ m/s}$. Pour réduire la vitesse et son effet sur les parements du canal on prévoit un revêtement en enrochement du diamètre supérieur à celui des particules constituant le sol.

VI.2.8 Calcul des hauteurs des murs bajoyers :

- Dans le canal d'approche :

La hauteur de mur est :

$$H_m = H + P + R$$

$$R = 0,61 + 0,14v^{1/3} \quad R = 0.75\text{m}$$

$$H_m = 2.72\text{m}.$$

On prend $H_m = 3\text{m}$.

- Dans le coursier :

o Au début de coursier :

$$R = 0.6 + 0.05 \times V_c(h_c)^{1/3} = 0.6 + 0.05 \times 4.22 \times (1.82)^{1/3} = 0.86 \text{ m}$$

$$H_m = h_n + R = 0.59 + 0.86 = 1.45\text{m}$$

$$H_m = 1.45 \text{ m}$$

o A la fin de coursier:

$$R = 0.6 + 0.05 \times V_f(h_f)^{1/3} = 0.6 + 0.05 \times 9.6 \times (0.8)^{1/3} = 1,21 \text{ m}.$$

$$H_m = h_f + R = 0.9639 + 1.21 = 2.1739 \text{ m}$$

$$H_m = 1.05 \text{ m}$$

- Dans le bassin de dissipation :

$$R = 0.1(y_2 + V_1) = 0.1(3.5 + 9.6) = 1.31 \text{ m.}$$

$$H_m = h + R = 3.5 + 1.31 = 4.81 \text{ m}$$

$$H_m = 4.81 \text{ m}$$

- Dans le canal de restitution :

$$R = 0.6 + 0.05 * V_n(h_n)^{1/3} = 0.6 + 0.05 * 9.96 * (1.43)^{1/3} = 1.16 \text{ m.}$$

$$H_m = h_n + R = 1.43 + 1.16 = 2.59 \text{ m.}$$

$$H_m = 2.59 \text{ m}$$

VI.3 Ouvrages de prise d'eau et de vidange

La fonction principale des ouvrages de prise d'eau et de vidange est de contrôler la sortie du volume d'eau stockée du réservoir au moment voulu, en plus, il servira pour la dérivation des eaux pendant la période de construction du barrage.

Les ouvrages de prise d'eau et de vidange doivent être capables de véhiculer toute sorte de débits à la demande des utilisateurs. Dans le cas d'un réservoir régulateur, les prises d'eau peuvent laisser sortir les débits en eau d'une manière progressive mais dans un réservoir de dérivation, son rôle est de dévier les eaux vers les canaux ou la tuyauterie pour son usage en aval du barrage tout en travaillant en toute sécurité. Parfois dans cet ouvrage, on peut avoir les applications suivantes:

a) On peut utiliser l'ouvrage de prise d'eau et de vidange de fond comme un évacuateur de crues, en combinaison avec un évacuateur auxiliaire ou secondaire.

b) Pendant les grandes crues l'ouvrage de prise d'eau et la vidange de fond travaille avec l'évacuateur pour augmenter la capacité d'évacuation.

c) Baisser le niveau du barrage sous le N.N.R (niveau normal de retenue) avant lacrués.

d) Vider le barrage pour le contrôle et la maintenance, rendre des réparations possibles du barrage ou une autre structure inondée.

e) Assurer le débit écologique dans la rivière en aval du barrage.

VI.3.1 Choix de l'emplacement

- Flanc droit :

On propose que les ouvrages de prise et de vidange soient placés sur le flanc droit. Les résultats de la dernière investigation géologique indiquent des profondeurs d'excavation allant jusqu'à 5m avant de trouver des conditions aux fondations acceptables. Le chenal de retour vers la rivière sera d'une longueur d'environ 100 m et d'une profondeur de 3m dans un mauvais matériau, ce qui demandera protection de la pente importante.

- Flanc gauche :

Un tracé alternatif est proposé sur le flanc gauche plus ou moins le long de la ligne passant par les sondages. Les profondeurs d'excavation varieront de 6 à 10m dans la moitié amont de la conduite. Du béton de masse pourrait être nécessaire sous la conduite où le niveau de fondation minimal se trouve en dessous du niveau d'excavation de la conduite. Il existe peu d'information sur les profondeurs de fondation dans moitié aval de la conduite. Ces conditions devront être vérifiées en réalisant des forages supplémentaires pendant la phase de conception détaillée. Le chenal de retour serait très court.

VI.3.2 Vidange de fond :

La plupart des barrages réservoirs doivent être munis d'un ouvrage de vidange placé au fond de la retenue et ayant une capacité d'évacuation plus importante.

Les rôles de cet organe sont les suivants :

- Laisser passer le débit courant de la rivière ou une petite crue éventuelle, pendant la construction du barrage.
- Vider la retenue pour la surveillance, l'entretien et les réparations du barrage et de ses ouvrages annexes, ou en cas de danger.
- Accessoirement remplacer la prise d'eau ou permettre la répartition de celle-ci en cas de défaillance.

Un dispositif de vidange est absolument indispensable pour tout barrage de retenue qui représente un investissement notable.

La conduite de vidange est généralement disposée sous le barrage. Exceptionnellement, pour les gros ouvrages, il peut être intéressant de prévoir une galerie latérale. Elle peut fonctionner sous pression si son diamètre est petit ou moyen, ou en écoulement à surface libre lorsqu'elle est de gros diamètre.

Les dimensions du barrage et pour des raisons d'économie, l'évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l'aide de la conduite de vidange de fond à condition que les travaux soient entamés en début de la période sèche et que l'ouvrage d'entrée ne soit réalisé qu'après l'achèvement des travaux de la digue.

VI.3.2.1 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange

- Calcul du débit de vidange :

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond est égal :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots \dots \dots \text{IIV.20}$$

V_u : volume utile en (m³) ;

T : temps de vidange (15 < T < 21) jours. $T = 21$ jours.

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

$$Q_{vf} = 0.087 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre

On a:

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gH} \dots \dots \dots \text{IIV.21}$$

d'où :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2gH}} \dots \dots \dots \text{IIV.22}$$

avec,

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m³/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0,8 - 0,85]$.

$H = 6 \text{ m}$; $\mu = 0.82$.

$S = 0.01 \text{ m}^2$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D = 0.11 \text{ m}$$

On prend: $D = 110 \text{ mm}$

- **Correction du coefficient de débit μ :**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_1}} \dots \text{IV.23}$$

$\sum \xi_1$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

- **Coefficients des pertes de charge linéaires:**

$$\xi_{\text{lin}} = \frac{\lambda \cdot l}{D} = 21.38 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{125n^2}{D^{1/3}} = 0.051$$

avec,

λ : Coefficient de perte de charge.

n : Coefficient de rugosité ($n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$).

D : Diamètre de la conduite ($D = 0.11 \text{ m}$)

L : Longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 46 \text{ m}$).

$$\lambda = 0.051$$

$$\sum \xi_1 = 21.38 \text{ m}$$

- **Coefficients de pertes de charge singulière:**

On a :

$$\xi_{\text{entrée}} = 0,5 \quad ; \quad \xi_{\text{sortie}} = 1 \quad ; \quad \xi_{\text{vannes}} = (0,1 + 0,1) = 0,2$$

$$\sum \xi_s = 1,7$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 14.8 + 1.7}}$$

$$\mu = 0.2$$

$$S = \frac{0.087}{0,2 \cdot \sqrt{2g \cdot 6}} = 0.04 \text{ m}^2$$

d'où :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4 * 0.04}{\pi}} = 0.225 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : $D_{vf} = 225 \text{ mm}$.

Remarque:

Nous avons obtenu un diamètre de vidange important alors une seule galerie servira de vidange de fond et de dérivation provisoire.

VI.3.2.2 Prise d'eau

L'ouvrage de prise peut être de plusieurs types tels que :

a) Prise d'eau en charge

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier

Enrobé de béton .Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de commande au pied aval de la digue. En outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

b) Prise d'eau flottante

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparés, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle-ci et celui du coût important car elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique des pièces hydromécaniques.

c) Tour de prise

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise- vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

VI.3.2.2.1 Dimensionnement de la prise d'eau

Le diamètre de la conduite d'irrigation de prise d'eau est fonction de la demande aval (c'est à dire la consommation maximale)

Le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

$$V_{\max} = 0.012 \text{ Mm}^3.$$

- **Calcul le débit de la conduite d'irrigation**

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{0.012 * 10^6}{31.86400} = 4.5 * 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

T : Temps de prise (T = 31jours).

- **Calcul de la section de la conduite d'irrigation et son diamètre** On a:

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gH}$$

D'où:

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2gH}}$$

avec,

μ : coefficient de débit : $\mu = 0.3$

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval.

$$S = 1.96 * 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$D = 0.0499\text{m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D = 50 \text{ mm}$$

- **Correction du coefficient de débit μ**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi}}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc :

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D}$$

$$\sum \xi = 54$$

$$\mu = 0.13$$

Donc la section devient : $S = 4.51 * 10^{-3} \text{ m}^2$ d'où $D = 0.076\text{m}$

On prend un diamètre normalisé :

$$D = 75 \text{ mm}$$

- Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite d'irrigation

$$V = \frac{Q_{\max}}{S}$$

$$V = 0.99 \text{ m/s}$$

Conclusion

Pour les ouvrages annexes projetés de la retenue en question nous avons opté pour une galerie de 225 mm de diamètre qui servira de vidange de fond et de dérivation provisoire, une conduite de prise d'eau de 75 mm de diamètre et un évacuateur des crues latéral à entonnement frontal de longueur totale égale à 104.75 m.

Introduction

Une meilleure connaissance des lieux du chantier contribue, énormément, à dresser un planning chronologique d'intervention des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et de temps dictées par le marché. C'est à dire qu'une bonne organisation du chantier permet des diminutions considérables des coûts de l'ouvrage.

Une bonne organisation de chantier exige une utilisation rationnelle et correcte de la main d'œuvre et l'ensemble des moyens mis en œuvre dans le cadre du projet. Et pour atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- ✓ Définir, avec précision, les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en œuvre des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- ✓ Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée et qualifiée ;
- ✓ Structurer convenablement les postes de travail ;
- ✓ Opter pour une mécanisation de plus en plus poussée;
- ✓ Disposer d'un personnel à employer en quantité et en qualité ;

Notre étude consistera, donc à organiser le chantier de réalisation de la retenue collinaire de Merfegue es Seid, tout en assurant :

- ✓ Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux...etc.).
- ✓ Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- ✓ Une organisation de l'utilisation du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs sont d'une importance capitale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleurs délais et les meilleures conditions.

VII.1 Organisation technique de préparation :

Les opérations essentielles de préparation dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réaliser les travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

1. Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualité et en quantité.
2. Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

VII.2 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Avant de commencer les travaux de réalisation du barrage, il paraît indispensable de rappeler le rôle de chacune des différentes parties concernées par l'intervenir dans l'acte de construction.

VII.1.1 Maître de l'ouvrage : C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux.

VIII.1.2 Maître d'œuvre : C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de concevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation pour les entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

VIII.1.3 Entrepreneur : Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître de l'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction.

VIII.3 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise : L'implantation d'un chantier nécessite des terrains spacieux, afin de pouvoir aménager les divers aires de stockages, ouvrir des pistes de circulation d'engins, les occupations progressives par les locaux, les engins, les postes fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

VIII.3.1 Installations destinées au personnel : Généralement, ce sont des dortoirs, des réfectoires, des installations sanitaires et des bureaux de chantier.

VIII.3.2 Installations destinées au stockage des matériaux : Pour les ciments, nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats peuvent être stockés en plein air. Pour éviter leur mélange et faciliter le dosage du béton on doit prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats pour les séparer. Les aciers sont stockés des baraquements ou des hangars afin d'éviter leur oxydation...etc.

VIII.3.3 Installations destinées à la réparation des engins : En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VIII.3.4 Installation destinée pour la préfabrication : Cette installation est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites.

VIII.4 Ordre d'exécution des travaux :

1. Installation du chantier ;
2. Implantation des axes des différents ouvrages ;
3. Coupure et dérivation de l'oued ;
4. Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dite et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur des crues ;
5. Coupure finale et mise en eau ;

VIII.5 Travaux de réalisation

VIII.5.1 Travaux de terrassements : Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques. En ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

VI.5.2 Travaux d'excavations :

Les différentes opérations d'excavation doivent être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux. Ces derniers comprennent le décapage, l'excavation et la mise en dépôt des déblais selon les étapes suivantes :

- Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.
- Excavation de la clé d'ancrage au-dessous de la digue, dont la contenance du choix sera utilisée pour la protection des talus, le drainage qui sera mise en dépôts, les quantités excédentaires seront véhiculées vers la décharge.
- Remblai de la clé d'encrage à partir de la zone d'emprunt après compactage par couche.

VIII.5.3 Travaux secondaires

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- L'aménagement de la zone d'emprunt.
- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- Reboisement des zones à risque d'érosion au alentour du barrage.

Tous les travaux peuvent être exécutés à partir de l'automne de la première année de construction et au cours de la deuxième année sauf pendant la période humide.

VIII.5.4 Travaux sur la digue

Les phases de construction de la digue peuvent être les suivantes :

- Construction des premiers ouvrages provisoires de protection du chantier et pour l'évacuation des débits de constructions.
- Remblai sur la fondation et construction du puisard d'entrée comme élément essentiel pour l'évacuation des débits de construction.
- Remblai et compactage du corps de la digue par couche, parallèlement on procède à l'installation de la conduite ainsi de la tuyauterie de la vidange de fond avec les travaux de béton avec l'ouvrage de prise de vidange de sortie.
- La protection en enrochement du talus amont et la construction du tapis drainant ainsi que le prisme de drainage on utilisant le maximum des matériaux excavés à partir de la zone d'emprunt et la tranché d'ancrage.
- Aménagement du canal d'amenée et la construction du seuil de déversementn avec le coursier et le bassin de dissipation.
- La protection du talus aval et la crête de la digue, après avoir réalisé les routes et pistes d'accès d'entretien et d'exploitation.

- Finalisation des ouvrages de sortie en aval aussi on procède à l'aménagement final du site et les corrections des alentours du barrage avec le reboisement des versants et la correction torrentielle.

VIII.6 Moyens de chantier :

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son en précisant leurs titres, références et compétences.

Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechniciens spécialistes en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacté les matériaux.

On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du petit barrage.

A- Moyens humains : En ce qui concerne les moyens humains, indispensables pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

B- Engins de terrassement : En général, le matériel de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction, le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai-enrochement ...).

- Le bulldozer.
- La pelle mécanique.
- Le chargeur à pneus ou à chenilles.
- La décapeuse.
- Les niveleuses et les camions et les camions citernes.
- Les compacteurs à rouleaux vibrant, à pneus ou à pied dameurs.
- Les canions dumpers.
- Les citernes d'eau et de fuel.
- Les brises roches et compresseurs.
- Les groupes électrogènes.

Le compactage des remblais est une tâche très importante du moment que cette opération est liée de façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. Pour cela, on fait appel aux engins suivants:

- Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
- Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
- Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

C- Matériel de bétonnage : On utilise, le plus souvent, des bétonnières pour la fabrication des bétons nécessaires pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur).

D- Matériel spécifique :

On utilise comme matériel :

- Les engins de forage et d'injection.
- Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

VII.7 Programme des travaux :

La réalisation de la retenue de Merfegue es Seid se fera en deux saisons sèches et sans difficultés particulières.

Les phases de la construction du barrage sont les suivantes :

- Aménagement du tronçon du canal d'amenée et la tête amont de la prise d'eau.

Une fois les conduites de prise et de vidange de fond et les canaux d'amenées (déviation des Oueds, pour que tous les débits passent à travers la conduite) soient terminés, la construction de la digue commence par le batardeau et par l'enlèvement des terres végétales sous la digue.

Simultanément à la construction du batardeau, on peut commencer l'enlèvement du fossé du noyau étanche prévu au dessous de la digue et la mise en place du tapis étanche.

C'est le système de drainage (sortie de drain, tapis drainant, collecteur drainant et les puits de décompression) qui sera construit premièrement sous la protection du batardeau.

- Tous ces travaux peuvent être exécutés pendant les mois relativement secs du printemps et le début d'été (1ère phase de la construction).

Parallèlement à la construction de la digue, il faut procéder à la réalisation de la protection en enrochement sur les talus et entamer la réalisation de l'évacuateur de crue.

Les équipements de la prise d'eau et de la vidange de fond seront installés dans l'ouvrage de prise d'eau.

Il sera procédé, ensuite à la construction de la route d'accès (chemin stabilisé) sur la crête de la digue et la correction des terrains aux alentours de la retenue collinaire qui seront à refaire.

Pour terminer les travaux, l'aménagement la zone d'emprunt est nécessaire. A la fin des travaux de la digue, la fermeture de la tête amont et le bétonnage ultérieur de l'ouvrage de prise d'eau seront exécutés, cela permet la mise en service du barrage.

Tous ces travaux doivent être exécutés pendant les mois secs d'été et d'automne et peuvent être continués pendant les mois relativement secs du printemps et l'été suivant (2ème phase de construction).

En conclusion, la réalisation de la retenue collinaire ne présente pas de difficultés particulières.

Malgré, cette relative absence de difficultés, il convient néanmoins de ne confier ces travaux qu'aux entreprises ayant acquis une expérience sur des ouvrages analogues.

La mise en exploitation du barrage, après avoir terminé la construction peut être estimée à 08-12 mois (remplissage de la retenue).

VII.8 Planification

VII.8.1 Définition : La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre. 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.8.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

VII.8.2.1 méthodes basées sur le réseau

VII.8.2.1.1 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 liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".

-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.8.2.1.2 Construction du réseau : Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les cinq (5) opérations suivantes :

1. Etablissement d'une liste des tâches.
2. Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.
3. Construction des graphes partiels.
4. Regroupement des graphes partiels.
5. Construction du réseau.

VII.8.2.2 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 :

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue.

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

L'utilisation de cette méthode nécessite les étapes suivantes:

1. Collection des informations ;
2. Décomposition du projet ;
3. Définition de la relation entre les tâches ;
4. Attribution des durées;
5. Construction du réseau.

VII.8.2.2.1 les paramètres de la méthode *Critical Path Method* (C.P.M)

Les paramètres indispensables pour 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 ;

DCP: Date de commencement au plus tard ;

DFP: Date de finition au plus tôt ;

DFPP: Date de finition au plus tar;

MT: Marge totale.

VII.8.2.2.2. Chemin critique (C.C): C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.Pcc \end{cases}$$

VII.8.2.2.3 Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

1. Nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
2. Dimensions du projet ;

On applique la formule suivante:

$$T = Q \times N / n$$

avec,

n : Nombre d'équipes

N : Rendement

Q : Quantité de travail

VII.8.3 Plannings

Il existe deux types de plan de travail :

VII.8.3. Plan de travail au plus tôt

Dans ce cas, toutes les opérations commencent en leur date au plus tôt. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est bien fournie en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VII.8.3.2 Plan de travail au plus tard

Toutes les opérations commencent à une date au plus tard; les tâches ne sont pas retardées. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsque ses moyens sont limités (plus économique).

VII.9 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en compte tenu du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, 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 ;
- Exécution du travail le plus économiquement possible ;

VII.10 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.01: Symboles des opérations d'exécution.

Tavaux	Opérations	Durée (jours)
Installation de chantier	A	40
Réalisation de la galerie de dérivation	B	30
Réalisation du batardeau	C	45
Excavation du tranché de la clé d'encrage	D	20
Remblais de la clé d'encrage	E	15
Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	F	20
Aménagement du canal d'amenée	G	25
Remblais du barrage, et prisme de drainage	H	30
Excavation et fouille pour l'évacuateur de crue	I	20
Construction de l'évacuateur de crue	J	40
Exécution du bassin d'amortissement d'E.C	K	30
Revêtement sur les talus (amont, aval)	L	30
Équipements hydromécaniques	M	20
Travaux de finition	N	40

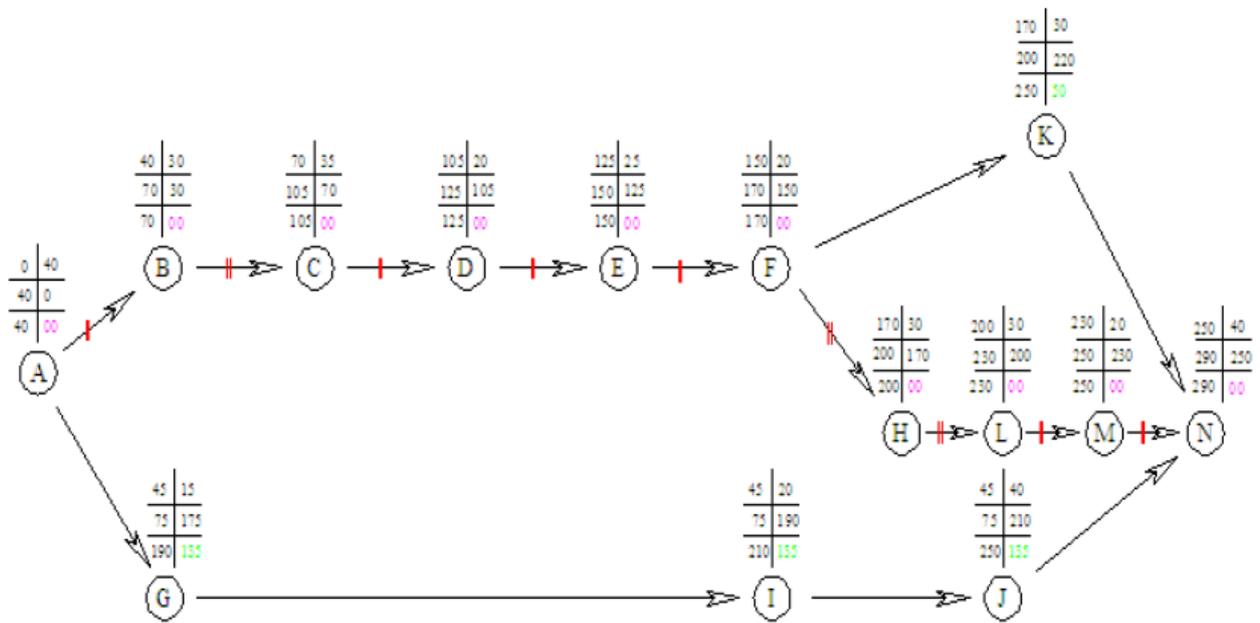


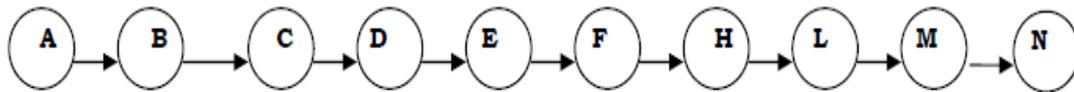
Figure VII.1: Réseau à nœuds

Tableau VII.2 : Planning de GANTT des travaux de réalisation de la retenue de Merfegue es Seid

Op	TR	La durée (jours)														
		20j	40j	60j	80j	100j	120j	140j	160j	180j	200j	220j	240j	260j	280j	300j
A	40	A														
B	30		B													
C	35			C												
D	20				D											
E	25					E										
F	20						F									
G	15		G													
H	30							H								
I	20			I												
J	40				J											
K	30								K							
L	30										L					
M	20												M			
N	40													N		

VII.11 Détermination du chemin critique :

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant une marge totale nulle (0) est donnée par le chemin suivant:



$$DTR = \Sigma TR = 40+30+35+20+25+20+30+30+20+40 = 290 \text{ jours.}$$

C'est-à-dire que la durée totale de réalisation de notre retenue est environ 10 mois (290jours).

Conclusion :

La partie « organisation des chantiers » est primordiale dans notre projet, car elle permet d'accomplir les différentes tâches dans les meilleures conditions en utilisant les moyens les plus économiques ainsi dans les plus brefs délais.

Conclusion générale

Dans le cadre de ce travail de fin d'études, nous avons essayé d'étudier l'ensemble des aspects qui concernent l'étude de faisabilité de la retenue collinaire sur l'Oued Merfegue-es-Seid, commune de Ouled Rechache –Wilaya de Khenchla.

L'ensemble des éléments qui ont été étudié ont concerné les données de la topographie, la géologie régionale et locale, l'hydrologie dans tous ses paramètres, essentiellement la crue et bien évidemment la géotechnique.

A travers cette étude, nous avons essayé d'aborder toutes les formules, méthodes et procédés. Ainsi, ceci nous a permis de confirmer ou infirmer la faisabilité du petit barrage.

Au plan purement technique, le travail effectué nous a permis de confirmer les conclusions suivantes :

1. Du point de vue géologique, le site proposé est avéré favorable à l'implantation d'une retenue.
2. La topographie de la cuvette de l'Oued Merfegue-es-seid est montagneuse assez élevée constituée de chaînons allongés.
3. 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.
4. 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.
5. La région bénéficiera de l'eau nécessaire pour l'irrigation ce qui constituera un atout majeur pour que les paysans ainsi que les riverains s'établissent. Cet ouvrage va valoriser l'agriculture.

Ainsi, La retenue de Merfegue-es-Seid est faisable du point de vue géologique, hydrologique et économique.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **BENLAOUKLI.B, TOUAIBIA.B**, Introduction au dimensionnement des retenues collinaires ,2004.
- [2] **BERNAUDE.R** .Manuel de conception et projets typiques des digues enterre, 2004.
- [3] **BUJAN.C**, Procédures métrologique pour l'exécution d'étude des retenues collinaire et petits barrage ,2004.
- [4] **HASSEN.M**, Guide méthodologique du calcul hydraulique de l'évacuateur des crues à entonnement frontal, Blida 1991.
- [5] **MIHOUBLI.M.K**, Barrage en terre, polycopie de cours, ENSH 2014.
- [6] **MIHOUBLI.M.K**, Barrage en béton, polycopie de cours, ENSH 2014.
- [7] **ROLLY.R**, Technique des barrages en aménagement rural, Edition Eyrolles 1998.
- [8] **TOUAIBIA.B**, Manuel pratique d'hydrologie, 2015.
- [9] **TOUAIBIA.B**, Les retenues 'régularisation des débits, 2001.
- [10] **US Bureau of Reclamation United States department of the interior**, Design of small dams.1987.

ondation		Amont	
R	16,94	α	0,07
C	0,63	C'	0,4
γ_1	1,8	γ_3	1,79
tange	0,29	tange'	0,19
Ceq	0,515	tangeq	0,24

Stabilité pour le cas de fin de construction

N°Tr	bi	h1	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Ceq*dli	N*tange	dn	α *Gn*dn
-4	1,20	0,44	0,47	-0,40	0,92	1,96	-0,78	1,80	1,31	0,67	0,43	16,33	2,24
-3	1,69	0,93	1,05	-0,30	0,95	6,02	-1,81	5,74	1,78	0,91	1,38	15,87	6,69
-2	1,69	1,28	1,6	-0,20	0,98	10,91	-2,18	10,69	1,73	0,89	2,56	15,15	11,57
-1	1,69	1,47	2,31	-0,10	0,99	13,25	-1,32	13,18	1,70	0,88	3,16	14,68	13,61
0	1,69	1,54	2,89	0,00	1,00	15,31	0,00	15,31	1,69	0,87	3,67	14,69	15,74
1	1,69	1,47	3,50	0,10	0,99	17,43	1,74	17,34	1,70	0,88	4,16	14,43	17,61
2	1,69	1,23	4,27	0,20	0,98	18,52	3,70	18,14	1,73	0,89	4,35	14,49	18,78
3	1,69	0,75	4,87	0,30	0,95	19,15	5,74	18,26	1,78	0,91	4,38	14,20	19,03
4	1,69	0,32	5,56	0,40	0,92	17,62	7,05	16,15	1,85	0,95	3,88	14,66	18,08
5	1,69	0,00	5,49	0,50	0,87	15,56	7,78	13,47	1,96	1,01	3,23	14,80	16,12
6	1,69	0,00	5,13	0,60	0,80	12,89	7,73	10,31	2,12	1,09	2,47	14,96	13,94
7	1,69	0,00	4,25	0,70	0,71	9,92	6,94	7,08	2,37	1,22	1,70	15,45	10,95
8	1,69	0,00	3,27	0,80	0,60	3,77	3,02	2,26	2,82	1,45	0,54	15,78	4,35
9	1,88	0,00	1,12	0,90	0,44	0,00	0,00	0,00	4,31	2,22	0,00	16,50	0,00
										11,182	35,395	164,358	
										147,478		Kss =	1,35
												Kas =	1,05

Amont	
R	14,7
C	0,63
γ_1	1,8
γ_2	1,02
γ_3	2,02
Ceq	1,065

Stabilité pour le cas de vidange rapide

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Ceq*dli	N*tango	dn	a*Gn*dn
-5	1,47	0	0,8	0	- 0,50	0,891	1,200	-0,600	1,069	1,649	0,849	0,257	14,3	3,431
-4	1,47	0,81	1,25	0	- 0,40	0,933	4,018	-1,607	3,747	1,576	0,812	0,899	13,64	10,960
-3	1,47	1,25	1,79	0	- 0,30	0,963	5,991	-1,797	5,770	1,527	0,786	1,385	13,62	16,321
-2	1,47	1,57	2,51	0	- 0,20	0,984	7,918	-1,584	7,789	1,494	0,770	1,869	12,75	20,190
-1	1,47	1,75	3,09	0	- 0,10	0,996	9,264	-0,926	9,226	1,476	0,760	2,214	12,63	23,400
0	1,47	1,75	3,63	0	-	1,000	10,073	0,000	10,073	1,470	0,757	2,418	12,21	24,599
1	1,47	1,53	4,3	0	0,10	0,996	10,496	1,050	10,454	1,476	0,760	2,509	12,15	25,505
2	1,47	1,21	4,97	0	0,20	0,984	10,654	2,131	10,481	1,494	0,770	2,515	12,64	26,932
3	1,47	0,67	5,51	0	0,30	0,963	10,035	3,010	9,663	1,527	0,786	2,319	11,96	24,003
4	1,47	0	5,51	0,71	0,40	0,933	10,370	4,148	9,671	1,576	0,812	2,321	11,99	24,867
5	1,47	0	4,44	1,34	0,50	0,891	10,332	5,166	9,209	1,649	0,849	2,210	12,55	25,933
6	1,47	0	2,91	2,01	0,60	0,837	10,469	6,281	8,757	1,757	0,905	2,102	12,99	27,198
7	1,47	0	1,12	2,96	0,70	0,764	4,900	3,430	3,743	1,924	0,991	0,898	13,6	13,327
8	1,47	0	0	1,65	0,80	0,665	4,900	3,920	3,256	2,212	1,139	0,781	14,21	13,924
							100,818	15,272			10,607	23,917		253,338

															Kss =	2,26
															Kas =	1,06

