

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET

CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UN BARRAGE POIDS EN BETON
SUR OUED GUERGOUR COMMUNE KASR EL ABTAL (W.SETIF)

PRESENTE PAR :
SAMI SOUFIANE

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r M. HASSANE	M.C.B	Président
M ^{me} A. ADDOU	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} N. SAIL	M.A.A	Examinatrice
M ^r I. ZAIBAK	M.A.B	Examineur
M ^r M.D.BENSALAH	M.A.A	Promoteur

Septembre 2014

Remerciement

Je remercie MES PARENTS en premier lieu qui m'ont permis et facilité les choses pour accomplir mes études.

je remercie aussi tous les autres membres de ma famille qui m'ont aidés et encouragés quel que soit les conditions.

Le devoir est très agréable d'exprimer ma vive gratitude à madame BENSALAH.M.D pour son aide indéfectible, son soutien inestimable ainsi que ses conseils précieux tout au long de ce travail. Sans cette brave femme je ne serais fait la moitié de ce que j'avais fait, pour elle je reprends la parole de la fontaine qu'avait dit un jour : « tel est pris qui croyais prendre » j'affirme que j'ai appris énormément de choses avec elle.

A tout le personnel de la DRE de BBA, je leurs adresse à travers cet humble travail mes remerciements, mes salutations ainsi que ma vive reconnaissance, d'avoir me facilité l'accès à chaque fois que j'avais besoin de consulter la DRE et leurs sympathie avec moi.

Je tiens à remercier aussi les enseignants qui m'ont accordé un peu de leur temps pour consulter le travail avec eux en toute aisance.

Je tiens à remercier aussi :

Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail ;

Tous les professeurs qui ont contribué à ma formation ;

Mes amis pour leur présence ;

Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration et l'aboutissement de ce mémoire.

Sans oublier tout personnel de l'ENSH et de la Cité 03, à qui j'ai une affection particulière.

DEDICACES

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

- *A mes très chers parents, sans eux ce travail n'aurait jamais vu le jour.*
- *A mon promoteur sans ses conseils et sa disponibilité ce travail ne sera pas terminé.*
- *A ma mère qui est un être cher et celle qui m'a bercé d'un amour sincère ;*
- *A mon père de qui je tiens ma fierté et ma persévérance*
- *A mon frères, ma richesse sur cette terre.*
- *A tous mes amis surtout Faycel, Pique, Yacine, Zanouda, Missom, Soufiane, Taki, Massi, Djallol, Driss, Habchi, Yacer, Aouta, Yossaf, Anis, Wahab, Snoussi, Abd rahman, Zahlog, Choucho, Zaki, Khalil, Khalifa, Hmad, Hatam, Binjo, Marwan , Ali, Mahdi, Djalla, Hicham.*
- *A tous mes collègues de L'ENSH*

Sami Sofiane2014

ملخص:

تعتبر السدود من أكبر خزانات المياه التي تستعمل في مختلف الميادين. الهدف من هذا العمل هو الدراسة التحقيقية لسد على واد قرقور من حيث الجيولوجيا الهيدرولوجيا و اقتصاديا . ككل دراسة تحقيقية قمنا بدراسة جيولوجية هيدرولوجية و بدراسة للنماذج لتحديد النموذج المثالي لجسم السد الذي سنصوره. ثم قمنا بتصوير جسم السد و حساب أبعاد التجهيزات الملحقة (مفرغ الفيضانات ماخذ الماء ومفرغ القعر). ثم أتممنا بتنظيم الوشرة والحماية و لأامن من حوادث العمل.

Résumé :

Les barrages sont les plus grands réservoirs d'accumulation des eaux qui sont utilisées dans les divers domaines. L'objectif du présent travail est l'étude de la faisabilité d'un barrage sur l'oued de GUERGOUR de point de vue géologie, hydrologie, et économie. Donc on a fait comme toute étude de faisabilité fait une étude géologique, hydrologique et une étude de variante pour fixer le choix du type de la digue à concevoir. Ensuite on a fait la conception de la digue et le dimensionnement des ouvrages annexes (évacuateur de crue, prise d'eau et vidange de fond) et on a terminer par l'organisation de chantier et la protection et la sécurité de travail.

Summary:

Dams are the big reserves of water wich are used in divers fields. The purpose of this work is to study if we can realize a dam on Oued of GUERGOUR on point view geology hydrology and economic. Like for every similar work we study geology hydrology and study variants in order to repair the choice of the dam to conceive. Next we understand a dam and understand state workmanship we terminate by organization of road works and protection and safety of working.

SOMMAIRE

Introduction général.....	1
---------------------------	---

Chapitre I : Synthèse de faisabilité

Introduction.....	2
I.1 Situation géographique du site.....	2
I.2 Géologie	3
I.2.1 Séismicité.....	3
I.2.2 Base topographique et ouvrages consultés.....	5
I.2.3 Morphologie du terrain levé.....	5
I.2.4 Aperçu de reconnaissances.....	6
I.2.4.1 Reconnaissances antérieures	6
I.2.4.2 Reconnaissance de terrain.....	6
I.2.5 Géologie de la cuvette.....	6
I.2.6 Géologie du site.....	7
a) Géologie Régionale.....	7
b) Tectonique régionale.....	10
c) Géologie locale.....	10
I.2.7 Reconnaissance du site.....	11
a) organisation.....	11
b) résultats de la reconnaissance.....	11
I.2.8 Matériaux de construction.....	11
I.2.8.1 Matériaux pour remblai.....	11
a)Quaternaire.....	11
b) Argiles rougeâtres de l'Oligocène.....	11
I.2.8.2 Matériaux pour enrochements, filtres et agrégats à béton.....	12
I.3 Géotechnique.....	12
I.3.1 Travaux de reconnaissance de terrain.....	12
I.3.1.1 Levés géologiques.....	13
a) Sondages N01.....	13
b) Sondage N02.....	14

c) Sondage N03.....	15
II-2-2 Essais au laboratoire.....	16
a) Stabilité.....	20
b) Fondation de la retenue.....	20
Conclusion.....	20

Chapitre II : Etude hydrologique

Introduction.....	21
II.1 Caractéristiques morpho métriques du bassin versant.....	21
II.1.1 Paramètres géométriques.....	21
a) Superficie du bassin versant.....	21
b) Périmètre du bassin versant	21
c) La longueur du thalweg principal.....	21
II.1.2 Paramètres de forme.....	21
a) Indice de compacité de Gravellius «Kc».....	21
b) Coefficient d'allongement.....	22
c) Rectangle équivalent.....	22
II.1.3 Paramètres du relief.....	23
II.1.3.1 Courbe hypsométrique.....	23
II.1.3.2 Les altitudes caractéristiques.....	24
a) Altitude média.....	24
b) Altitude moyenne.....	24
II.1.3.3 Pente moyenne du bassin versant.....	25
II.1.3.4 Indice de pente.....	26
a) Indice de pente globale I_g	26
b) Indice de pente moyenne I_{pm}	26
c) Dénivelée spécifique.....	27
II.2 Caractéristiques hydrographiques du bassin.....	27
II.2.1 Réseau hydrographique.....	27
a) Densité de drainage.....	28
b) Coefficient de torrentialité.....	29

c) Temps de concentration du bassin versant.....	29
d) Vitesse moyenne de ruissellement.....	31
II.3 Caractéristiques climatiques.....	33
II.3.1 température.....	33
II.3.2 Vent.....	34
II.3.3 Evaporation.....	35
II.3.4 Pluviométrie.....	35
II.3.4.1 Pluie moyenne annuelle.....	36
II.3.4.2 Les pluies maximales journalières.....	36
a) Ajustement à la loi de GUMBEL.....	37
b) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log-normale).....	40
II.3.4.3 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences.....	42
II.4 Etudes des apports.....	43
II.4.1 Apport liquides.....	43
II.4.1.1 Apports moyens interannuels (A_0).....	44
a) Formule de SAMIE.....	44
b) Formule de Derie II.....	44
c) Formule de Mallet – Gauthier.....	44
d) Formule de TURC.....	44
e) Formule de l'ANRH.....	45
II.4.1.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	45
II.4.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	46
a) Module de l'écoulement.....	46
b) Module de l'écoulement relatif (spécifique).....	47
c) Lamme d'eau écoulée Le	47
d) Coefficient de l'écoulement.....	47
II.4.3 Coefficient de variation	47
a) Formule de SOKOLOVSKY.....	47
b) Formule d'ANTONOV.....	47
c) Formule de KRISTEKLY MENKEL.....	48

d) Formule Algérienne de N.N PADOUM.....	48
II.4.4 Apports fréquentiels.....	48
II.4.4.1 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%.....	49
II.4.4.2 Les apports solides.....	50
a) Formule de TIXERONT.....	50
b) Formule de Fournier.....	50
II.4.4.3 Calcul du volume mort	51
a) Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple).....	51
b) Formule de Tixeront	51
II.5 Etude des crues.....	52
a) Formule de Giandotti.....	52
b) Formule de Sokolovski.....	53
c) Formule de Mallet-Gauthier.....	54
II.5.1 Hydrogramme de crue.....	55
II.5.2 Choix de la crue de projet	56
II.6 Régularisation.....	60
II.6.1 Répartition mensuelle de l'apport A80%.....	60
II.6.2 Répartition des besoins.....	61
II.6.3 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces».....	61
II.6.4 Calcul du volume utile.....	63
II.6.4.1 Détermination de la période à bonne hydraulicité.....	63
II.6.4.2 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	64
II.6.4.3 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	65
a) Pertes par évaporation.....	65
b) Pertes par infiltration.....	65
c) Estimation de l'erreur.....	68
d) La deuxième approximation.....	68
e) Estimation de l'erreur.....	68
II.7 Laminage des crues.....	69
II.7.1 Estimation du débit de crue laminée.....	70

II.7.2 Estimation de la charge au dessus du déversoir.....	71
II.8 Etude d'optimisation	75
II.8.1 Calcul du coût approximatif de la digue.....	75
II.8.1.1 Calcul de la revanche.....	76
a) Formule de Stevenson.....	76
b) Formule de Molitor.....	76
c) Formule de Mallet-Pacquant.....	76
II.8.1.2 calcul de largeur en crête.....	77
a) Formule de Knapen.....	77
b) Formule de F-Preece.....	77
c) Formule simplifiée.....	77
II.8.1.3 Calcul du volume de la digue pour les différentes hauteurs.....	78
II.8.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues.....	79
II.8.2.1 Coût du déversoir.....	79
II.8.2.2 Coût du coursier.....	80
Conclusion	82
II.8.3 laminage pour un déversoir de largeur $b=26m$	83
Conclusion.....	84

Chapitre III : Etude de variante

Introduction.....	85
III.1 Le choix du site du barrage.....	86
III.2 Choix du type de barrage.....	86
III.3 Variantes susceptibles à projeter sur le site.....	86
III.3.1 Sections types du barrage des variantes proposées.....	87
a) Variante 1: (barrage en BCR).....	87
b) Variante 2 : (digue en enrochement avec masque amont en béton armé ou béton bitumineux).....	87
c) Variante 3: (Digue en enrochement avec un noyau argileux).....	88
III.4 Définition de profil général du barrage.....	88
III.4.1 Calcul de la revanche.....	88

a) Formule de Stevenson.....	89
b) Formule de Molitor.....	89
c) Formule de Mallet-Pacquant.....	89
III.4.2 calcul de largeur en crête.....	90
a) Formule de Knapen.....	90
b) Formule de F-Preece.....	90
c) Formule simplifiée.....	90
III.4.3 La longueur en crête.....	90
III.4.4 Pentes des talus.....	90
III.4.5 Les bermes.....	91
III.4.5.1 Talus amont	92
III.4.5.2 Talus aval.....	92
III.5 Le choix définitif du type du barrage.....	92
III.5.1 Evaluation du prix total des différents matériaux.....	92
a) Barrage poids en béton(BCR).....	93
b) Digue en enrochement avec masque amont en béton armé ou béton bitumineux).....	94
c) Digue en enrochement avec un noyau argileux.....	95
Conclusion.....	96

Chapitre IV: Etude stabilité

Introduction.....	97
IV.1 Actions.....	97
IV.1.1 Actions permanentes.....	97
a) Poids propre du barrage.....	97
IV.1.2 Actions variables.....	97
a) Poussée de l'eau.....	97
b) Sous pression sous la fondation.....	97
c) Poussée des glaces.....	98
IV.1.3 Actions accidentelles.....	98
IV.1.4 Autres efforts.....	98
IV.2 Calcul de stabilité.....	98

IV.3 Calcul des différentes charges.....	100
IV.3.1 Calcul des charges verticales.....	100
a) Poids propre du barrage.....	100
b) sous pression hydrostatique.....	101
c) poids de la colonne d'eau amont	102
IV.3.2 Calcul des charges horizontales.....	102
a) Poussée hydrostatique à l'amont	102
b) Poussée des sédiments.....	103
IV.3.3 Calcul de la charge sismique.....	103
a) Une force horizontale vers l'aval.....	103
b) Une verticale vers le haut.....	104
c) un supplément de poussée hydrostatique.....	104
IV.4 Stabilité au Glissement.....	105
IV.4.1 Conditions normales.....	106
IV.4.2 Conditions exceptionnelles.....	106
IV.4.3 Conditions extrêmes (cas d'un séisme).....	107
IV.5 Stabilité au renversement.....	107
IV.5.1 Conditions normales.....	108
IV.5.2 Conditions exceptionnelles.....	108
IV.5.3 Conditions extrêmes.....	109
Conclusion.....	110

Chapitre V : dimensionnement ouvrage annexes

Introduction.....	111
V.1 Ouvrage de Prise d'eau.....	111
V.1.1 Type de prise.....	111
a) Prise d'eau en charge.....	111
b) Prise d'eau flottante.....	112
c) Tour de prise.....	112
V.1.2 Choix de la variante.....	112
V.2 Ouvrage de vidange.....	112

V.2.1 Type de vidange.....	113
a) Conduite de vidange en charge.....	113
b) Conduites à écoulement libre	113
c) ouvrages de vidange à batardeau.....	113
V.2.2 Choix de la variante.....	113
V.2.3 Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de.....	114
V.2.4 Recommandations modulées (dispositif minimum.....	114
V.2.5 Calcul de la vidange de fond.....	114
V.2.5.1 Calcul hydraulique de la conduite de vidange.....	114
V.2.5.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre.....	115
a) Correction du coefficient de débit μ	116
b) Coefficients des pertes de charge linéaires.....	116
c) Coefficient de pertes des charges singulières.....	116
V.3 la prise d'eau.....	117
V.3.1 Types des prises d'eau à but agricole.....	117
a) Le siphon	117
b) La conduite enterrée.....	117
V.3.2 Choix de type de prise.....	118
V.3.3 Calcul hydraulique de la conduite de prise d'eau.....	118
a) Calcul du débit maximum.....	119
b) Correction de la valeur de coefficient μ	119
c) Perte de charge singulière.....	119
d) pertes de charge linéaires.....	119
e) Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite.....	120
Conclusion.....	120

Chapitre VI : dimensionnement de l'évacuateur de crue

Introduction.....	121
VI.1 Classification des évacuateurs des crues.....	121
VI.1.1 Selon le type de fonctionnement hydraulique.....	121
VI.1.2 Selon L'emplacement par rapport à la digue.....	121
VI.2 Critères de choix de l'évacuateur des crues.....	121
VI.3 Choix du type de l'évacuateur des crues.....	122
VI.4 Conclusion.....	122
VI.5 Dimensionnement hydraulique	122
VI.6 Données de départ	123
VI.6.1 Déversoir	123
VI.6.2 Le coursier.....	127
a) Largeur du coursier	127
b) Longueur du coursier.....	127
c) Profondeur critique.....	127
d) La pente critique.....	128
e) Calcul de la ligne d'eau dans le coursier	128
VI.5.3 Bassin d'amortissement	131
a) Conception.....	131
b) Dimensionnement.....	131
c) Dimensionnement des blocs de chute.....	132
d) Dimensionnement du seuil denté.....	133
VI.6 Hauteurs des murs bajoyers	133
a) La hauteur des murs bajoyers sur le coursier.....	133
b) La hauteur des murs bajoyers sur le bassin de dissipation	133

Chapitre VII : organisation de chantier

Introduction.....	134
VII.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier.....	134
VII.1.1 Le maître de l’ouvrage.....	135
VII.1.2 Le maître d’œuvre.....	135
VII.1.3 L’entrepreneur.....	135
VII.2 Installations du chantier.....	136
VII.2.1 Installations destinées au personnel.....	136
VII.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux.....	136
VII.2.3 Installations destinées à la réparation des engins.....	136
VII.2.4 Installations pour la préfabrication.....	136
VII.3 Les moyens de chantier.....	138
VII.3.1 Les moyens humains.....	138
VII.3.2 Les moyens matériels.....	138
VII.3.2.1 Le matériel de terrassement.....	138
VII.3.2.2 Le matériel lié au type de barrage.....	139
a) Le matériel de compactage.....	139
b) Le matériel de bétonnage.....	139
VII.3.2.3 Le matériel spécifique.....	139
VII.4 Terrassement au niveau des installations de chantier.....	139
a) Exécution des voies d’accès.....	139
b) Détermination des engins nécessaires.....	139
VII.5 Dérivation provisoire.....	140
VII.6 Réalisation de la digue.....	140
a) Définitions des engins nécessaires.....	141
b) Enrochement de protection des parements.....	141
VII.7 Exécution de l’évacuateur de crue.....	141
VII.8 Exécution des travaux de bétonnage.....	141
VII.9 Exécution de la vidange de fond.....	142
VII.10 Travaux des injections.....	142

VII.11 Planification.....	142
VII.11.1 Définition.....	142
VII-11-2 Techniques de la planification.....	143
VII.11.2.1 Méthodes basées sur le réseau.....	143
a) Définition du réseau.....	143
b) Réseau à flèches.....	143
c) Réseau à nœuds.....	143
d) Construction du réseau.....	143
e) Etablissement d'une liste des tâches.....	143
f) Détermination des tâches antérieures.....	144
VII.11.2.2 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique).....	144
VII.11.2.2.1 Les étapes de la planification.....	144
a) Collection des informations.....	144
b) Décomposition du projet.....	144
c) Relations entre les tâches.....	144
VII.11.2.2.2 Les paramètres de la méthode C.P.M.....	145
VII.11.2.2.3 Chemin critique (C.C).....	145
VII.11.2.2.4 les plannings.....	146
a) Plan de travail au plus tôt.....	146
b) Plan de travail au plus tard : (PTPP).....	146
c) Plan de travail intermédiaire.....	146
VII.11.2.2.5 Délai de construction et programme des travaux.....	146
VII.12 Symboles des différentes opérations.....	147
VII.13 Détermination du chemin critique.....	148
VII.14 Détermination des chemins critiques par la méthode du tableau.....	149
Conclusion.....	149
Conclusion général.....	150

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 : Coefficient d'accélération de zone 'A' [RPA-99].....	4
Tableau I.2 : Coefficient d'accélération.....	4
Tableau I.3 : Synthèse des résultats obtenus au sondage N ^o 1.....	14
Tableau I.4 : Synthèse des résultats obtenus au sondage N ^o 2.....	15
Tableau I.5 : Synthèse des résultats obtenus au sondage N ^o 3.....	15
Tableau I.6 : Synthèse des résultats obtenus aux essais de laboratoire sur les argiles limoneuses Nord.....	17
Tableau I.7 : Synthèse des résultats obtenus aux essais de laboratoire sur les argiles limoneuses Sud	19

Chapitre II

Tableau II.01: Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	23
Tableau II.02: Résultats de calcul des courbes hypsométrique	24
Tableau II.03: Evaluation de la pente moyenne.....	26
Tableau II.04: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief.....	27
Tableau II.5: Tableau récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	32
Tableau II.6: Température du vent.....	33
Tableau II.7 : Insolation et radiation mensuelles.....	34
Tableau II.8 : Différentes valeurs de l'évaporation	35
Tableau II.9 : station pluviométrique.....	36
Tableau II.10 : Répartition mensuelle des pluies.....	36
Tableau II.11 : Paramètres caractéristiques de l'échantillon.....	37
Tableau II.12 : Résultats de l'ajustement à la loi de GUMBEL.....	39
Tableau II.13 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	40
Tableau II.14 : Ajustement à la loi de Galton.....	41
Tableau II.15 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	41
Tableau II.16 Pluies maximales journalières loi de GUMBEL pour les différentes fréquences.....	42

Tableau II.17 : Résultats des calculs de l'apport	45
Tableau II.18 : Répartition mensuelle de l'apport moye.....	46
Tableau II.19: Récapitulatif des Cv.....	48
Tableau II.20 : Apports fréquentiels.....	49
Tableau II.21 : répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	49
Tableau II.22 : récapitulatif des résultats de calcul du volume mort.....	52
Tableau II.23: Résultats du calcul Giandotti.....	53
Tableau II.24 : valeurs de γ	53
Tableau II.25 : valeurs de α %.....	54
Tableau II.26 : valeurs de $Q_{\max p\%}$ (Formule de Sokolovski).....	54
Tableau II.27 : valeurs de $Q_{\max p\%}$ (Formule de Mallet-Gauthier).....	54
Tableau II.28 : récapitulatif des résultats de débit de crue.....	55
Tableau II.29 : Débits fréquentielles calculés.....	55
Tableau II.30 : Catégories des dommages résultant des crues.....	58
Tableau II.31 : Crues de projet recommandées.....	58
Tableau II.32 : Choix de la crue de projet.....	59
Tableau II.33 : répartition mensuelle de l'apport annuel 80%.....	60
Tableau II.34 : Répartitions saisonnières des demandes.....	61
Tableau II.35 : Courbes topographiques et volumétriques.....	62
Tableau II.36 : Détermination de la période à bonne hydraulicité.....	64
Tableau II.37 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques.....	66
Tableau II.38 : Les volumes des pertes dans la retenue.....	67
Tableau II.39 : Données de départ pour la méthode de Kotcherine.....	72
Tableau II.40 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b	72
Tableau II.41: Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue.....	73
Tableau II.42 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.....	73
Tableau II.43: les différents résultats de la revanche.....	77
Tableau II.44 : les hauteurs du barrage pour différentes charges déversées.....	78
Tableau II.45 : volume et coût de la digue pour différentes largeurs déversantes.....	79

Tableau II.46 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs.....	80
Tableau II.47 : récapitulatif des coûts du coursier.....	81
Tableau II.48: récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes.....	81
Tableau II.49 : Volumes et débits déversants.....	83
Tableau II.50 : Récapitulatif des caractéristiques du barrage.....	84

Chapitre III

Tableau III.1: les différents résultats de la revanche.....	89
Tableau III.2 : valeurs indicatives des fruits de talus.....	91
Tableau III.3: coût de la digue (1ère variante).....	94
Tableau III.4: coût de la digue (2ème variante).....	95
Tableau III.5: coût de la digue (3ème variante).....	95

Chapitre IV

Tableau IV.1 Coefficients de sécurité.....	99
Tableau IV.2 Tableau récapitulatif des forces agissant sur le corps du barrage.....	103
Tableau IV.3 Tableau récapitulatif des charges sismique.....	103

Chapitre V

Tableau V.1: type de vidange de fond en fonction de $H^2 V^{0.5}$	114
Tableau V.2 : La distribution mensuelle de la demande.....	118

Chapitre VI

Tableau VI.1 : coordonnées de profil de Greager.....	124
Tableau VI.2: Calcul de la ligne d'eau.....	127
Tableau VI.3: Calcul de la ligne d'eau.....	128

Chapitre VII

Tableau VII.1 : Pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats.....	136
Tableau VII.2 : symboles des opérations et leurs durées.....	147
Tableau VII.3 : Résultats de calcul pour la méthode du tableau.....	149

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1 : La situation générale du site du barrage.....	3
Figure I. 1: Carte de zonage sismique du territoire algérien	5
Figure I.2 : carte géologique de la région de Res el oued	9

Chapitre II

Figure II.1 : Courbe hypsométrique du bassin versant	24
Figure II.2 : Limites du bassin versant et courbes de niveau	28
Figure II.3 : Réseau hydrographique	29
Figure II.3 : Réseau hydrographique	34
FIGURE II.5 Répartition mensuelle du vent	34
Figure II.6 : Ajustement a la loi GUMBE	40
Figure II.7 : Ajustement a la loi Log Normale	42
Figure II.8 : représentation des intensités en fonction de temps	43
Figure II.9 : Répartition mensuelle de l'apport moyen	46
Figure II.10 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	50
Figure II.11 : Hydrogramme de crue	56
Figure II.12. Hydrogramme synthétique pour la crue centennale	60
Figure II.13 : Repartitions mensuelle des besoins	61
Figure II.14: Courbes «Hauteurs-Capacités-Volume	62
Figure II.15 : Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces	63
Figure II.16 : courbe volumétrique ($S=f(V)$).....	66
Figure II.17 : Courbes $H= f(Q,q)$	74
Figure II.18 : Courbes $Vd=f(Q, q)$	74
Figure II.19 : Courbe d'optimisation	82
Figure II.20 : Courbe des débits déversants	83

Chapitre III

Figure III.1 : Coupe type d'un barrage poids en BCR	87
Figure III.2 : Coupe type d'une digue en enrochement avec un masque.....	88

Figure III.3 : Coupe type d'une digue à recherche en enrochement avec un noyau centrale	88
---	----

Chapitre V

Figure V.1 : schéma explicative d'une prise d'eau.....	118
--	-----

Chapitre VI

Figure VI.1 : profil Creager	124
------------------------------------	-----

Figure VI.2 : schéma de la ligne d'eau	129
--	-----

Figure VI.3: Bassin de dissipation type III	131
---	-----

Chapitre VII

Figure VII.1 : Relation entre les personnes du chantier	136
---	-----

Figure VII.2 : Réseau à nœuds	148
-------------------------------------	-----

Liste des planches

Planches 01 : emplacement des axes de l'aménagement

Planche 02 : vue en plant de barrage

Planche 03 : étude de variante

Planche 04 : étude de stabilité

Planche 05 : profil en long de l'axes de la digue

Planche 06 : organisation de chantier

Introduction générale

L'eau est une ressource rare et précieuse, indispensable pour tout développement que ce soit sur le plan économique ou social.

Aujourd'hui l'importance qu'accorde l'homme à cette ressource ne cesse d'accroître comme on témoigne les grands projets hydrauliques et les milliards de dollars dépensés dans la recherche scientifique et la réalisation de ces projets et pour cause l'augmentation de la population mondiale qui a entraîné une croissance de la demande en eau que ce soit pour l'alimentation en eau potable, l'irrigation ou l'industrie, ces trois secteurs qui doivent être alimentés d'une manière continue et satisfaisante, à cet effet on a recours à la mobilisation des eaux de surface par la construction des barrages dans les cours d'eaux, dans cette optique la wilaya de SETIF a bénéficié d'un projet de construction d'un barrage sur l'oued GUERGOUR,

Notre projet d'étude a pour but l'étude de conception et dimensionnement d'un barrage poids en Béton qui sont destinés à l'irrigation des terres agricoles de cette région

Le contenu comprendra 07 chapitres. Nous allons faire une analyse assez poussée des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site favorable.

Puis, on traitera en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue, de l'estimation et le choix de la crue de projet et du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique, et enfin le calcul de l'optimisation dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue.

On consacrera un chapitre pour l'analyse des variantes de digues et le choix sera en fonction de la disponibilité des matériaux ainsi que une étude détaillée de la conception, faisabilité technico - économique...

Un accent particulier est mis sur les ouvrages existants et sur les méthodes de calcul et dimensionnement hydraulique qui ont prévalu lors de leur conception.

Et nous terminons par Un chapitre d'organisation de chantier.



Chapitre I:

Synthèse de faisabilité

Introduction

Nous allons consacrer la première partie de notre travail pour résumer le rapport de synthèse de faisabilité de la retenue de KASR AL ABTAL sur l'OUED GUERGOUR dans la Wilaya SETIF, établi par bureau d'étude algérien. Il s'agit de l'étude topographie de la retenue, de l'étude géologique et géotechnique.

Objectif : l'objectif principal de cette étude était initialement l'analyse des possibilités de créer une retenue sur l'oued guergour pour mobiliser les ressources naturelles et créer une capacité de stockage des eaux de l'oued.

I.1 Situation géographique du site

La retenue collinaire est située sur Oued Guergour environ à 6.7 km à vol d'oiseau au Sud-Ouest de la commune de Kase El Abtal dans la wilaya de Sétif est environ à 30 km du chef-lieu de wilaya (voir la figure I-1)

Le site de la retenue est accessible à partir de Douar El Kherba situé à 1.7 km sur la route nationale 64 à l'ouest de Kase El Abtal, le site étudié est localisé sur la carte d'état-major suivante :

Carte d'état-major au 1/50000 (carte ras el oued) NI-31- XXIV-1-Ouest

Les coordonnées approximatives de site (coordonnées UTM)

- X = 699,55 km ;
- Y = 3979,80 km ;
- Z = 1005 m.

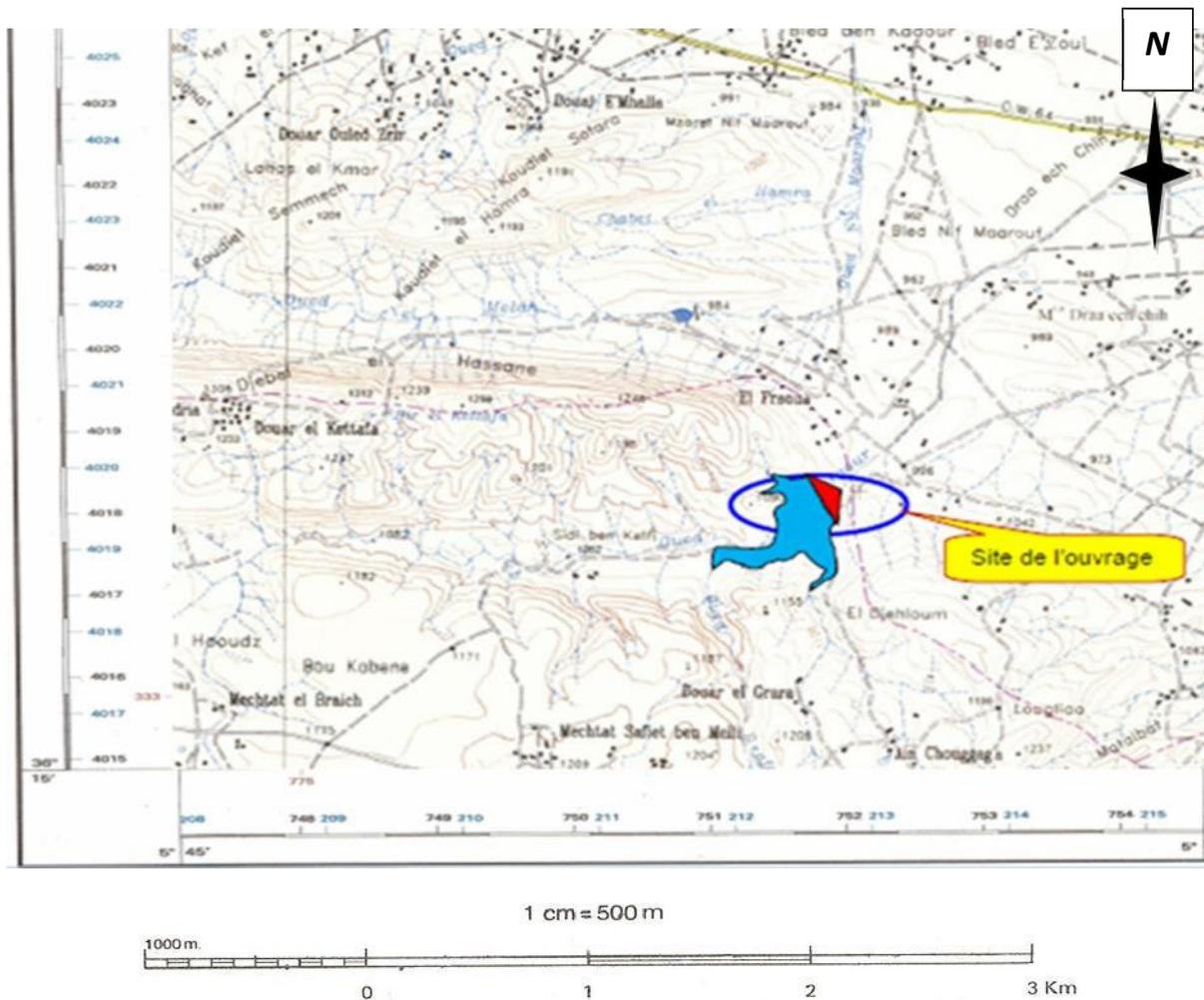


Fig.I.1 : La situation géographique du site du barrage.

I.2 Géologie

L'étude géologique de la retenue sur l'Oued Guergour de wilaya de Sétif est basée sur la recherche et l'exploitation de la documentation de la région, le levé géologique du site et sa retenue ainsi que les résultats de la reconnaissance géologique et géotechnique exécutés sur site et au laboratoire

Elle a pour but de répondre aux questions suivantes :

- la stabilité et l'étanchéité des appuis ;
- l'étanchéité de la cuvette et la stabilité des versants ;
- de l'existence et des caractéristiques des matériaux nécessaires à la construction des barrages.

I.2.1 Sismicité

Notre retenue collinaire est classée selon sa destination (i.e la retenue est destinée pour l'irrigation) et son importance (i.e. hauteur moyenne) en groupe d'usage (**1B**) à partir du paragraphe 3.2 de règlement parasismique Algérien (RPA 99). Notre retenue est située dans la zone sismique (**IIa**) selon le paragraphe 4.2.3 de règlement Algérien en vigueur. Le coefficient d'accélération de zone à est égale à **0.20 g** selon le tableau 1

Tableau I.1 : Coefficient d'accélération de zone 'A' [RPA-99]

Groupe	ZONE			
	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau I.2 : Coefficient d'accélération

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale : Sécurité-Hôpitaux
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance : Scolaire et Culte
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants : Habitations-Bureaux
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance : Hangars

II.2.4 Aperçu de reconnaissances

II.2.4.1 Reconnaissances antérieures

La zone des ouvrages et de la cuvette d'oued EL Guergour a fait l'objet de la zone de reconnaissance antérieurement. Toutefois les résultats de ces reconnaissance s'avèrent maigres voire introuvables.

A partir du catalogue des publications de l'office Nationale de la Géologie, on a pu retrouver un minimum de documentation dont la carte géologique, ainsi que sa notice, cette documentation a été nécessaire pour envisager les conditions minimums de création d'une retenue et de la construction d'un barrage.

II.2.4.2 Reconnaissance de terrain

La reconnaissance de la zone du site et de la cuvette a été effectuée en (01) une campagne. La par la réalisation d'une série de trois sondages carottés de 15.0 mètres de Profondeur S1, et 12.0 mètres de Profondeur pour S2 et 10.0 mètres de Profondeur pour S3 sur l'axe du site pour la reconnaissance géologique.

La reconnaissance a eu pour but d'étudier :

- La constitution géologique du terrain ;
- Les caractéristiques géologiques et hydrogéologiques du terrain ;
- Les conditions de création et de construction d'un barrage ;
- Les possibilités de recherche de matériaux de construction nécessaires.

II.2.5 Géologie de la cuvette

Les terrains rocheux (calcaires, calcaires gréseux et conglomérats) constituant la totalité de la cuvette sont fracturés et affectés de nombreuses fissures constituant des chemins privilégiés pour les infiltrations. Ce sont des faciès perméables en grand et ne possédant pas de couverture

L'affleurement donc des faciès perméables par leur fissuration les grès, les calcaires et les conglomérats, constitue des zones favorables aux pertes d'eau par infiltrations et par conséquent la récupération des eaux de ruissellement au niveau de l'assiette du retenue collinaire reste faible.

Le fond de la vallée de la retenue est très rarement comblé par une faible sédimentation alluviale (alluvions récentes et actuelles, formées par des matériaux pulvérulents tels que blocs, cailloux, graviers et sables, faiblement argilo-limoneux)

Ces dépôts alluvionnaires sont nés de la décomposition physico-chimique et la dégradation mécanique des roches mères (calcaires, marnes et grès), de forme arrondie et de nature calcareuse et siliceuse. Donc l'assiette de la présente retenue collinaire n'est pas étanche suite à la fissuration du milieu rocheux.

Le facteur perméabilité est situé en seconde position après le critère ou facteur essentiel qui est la protection contre les inondations des zones avalent par rapport au site de barrage collinaire sur oued Guergour.

I.2.6 Géologie du site

a) Géologie Régionale

Le site de future retenue est situé au sud de la wilaya de Sétif à environ de 08 kms nord-ouest de la ville de Kasr Abtal plus précisément à Djebel el Hassane par où passe oued el Guergour et y est représenté par des strictelement suivent :

➤ L'anticlinal de djebel el Hassane

Est représenté par un noyau d'Age sénonien supérieur formé de calcaire gris compacts avec des intercalations médianes de marnes, dessus reposent des calcaires paléocènes à silex et des niveaux phosphatés donnant souvent un aspect conglomératique pouvant renfermer d'abondants petits débris de silex, puis viennent des niveaux dolomitique massifs au-dessus desquels se trouve une série de calcaires grises ou jaunâtres, lités, marneux ou gréseux, souvent plus ou moins dolomitiques, alternat avec des marnes grises ou verdâtres.

➤ Le miocène marin transgressif

Est représenté dans cette région par de vastes étendues de conglomérats rouges et des grés et une puissante série marneuse se développent surtout à la bordure nord massif Mzaita bou taleb avec des intercalations gréseuses et calcareuses.

L'environnement du site où se trouve le projet de la future est marqué par la présence d'un relief montagneux de la forme arrondie appartenant à la nappe de Djebel Sattor, le parautochtone et autochtone hodnéen, selon la coupe géologique interprétative au 1/50000 de la direction Nord-Ouest tirée de la carte géologique de Kasr el Abtal figure (I-3) nous rencontrons les formations géologiques suivantes :

➤ Le quaternaire (q_t)

représenté par des dépôts détritiques à faibles puissances, issus des altérations chimiques et des désagrégations mécaniques des roches mères affleurant en surface par des agents atmosphériques comme le gel et le dégel, le vent et la pluie

Il est représenté par des alluvions récentes et actuelles constituées d'éléments détritiques à granularité diverse allant des plus fins aux plus grossiers blocs et galets en passant par des sables, graviers et cailloux. Ces dépôts alluvionnaires comblent faiblement l'oued sous formes de terrasses, à un niveau plus haut, se trouve les alluvions anciennes des plateaux d'âges pléistocène.

Nappes de djebel Sattor :

- Miocène marin: grés calcareux à molobesières et marnes ;
- Lutétien supérieur: marnes jaunâtres ;
- **Parautochtone et autochtone hodnéen**
- Miocène: conglomérats, marnes à huitres et calcaires gréseux ;
- Lutétien supérieur: argiles gypsifères et calcaires ;
- Yprésien-Lutétien inférieur: calcaires à silex, calcaires phosphates ;
- Dano-paléocène à yprésien: calcaires à silex, calcaires phosphates ;
- Sénonien supérieur: marnes à galets, calcaires, calcaires marneux ;
- Sénonien inférieur: marnes sableuses ou à galets, calcaires, calcaires marneux ;
- Draconien et cénomaniens: marnes grises et calcaires glauconie et marno-calcaires ;
- Aptien: calcaires, dolomies ;
- Barrémien: dolomies, calcaires et grés. ;
- Néocomien : grés, perlites et marnes.

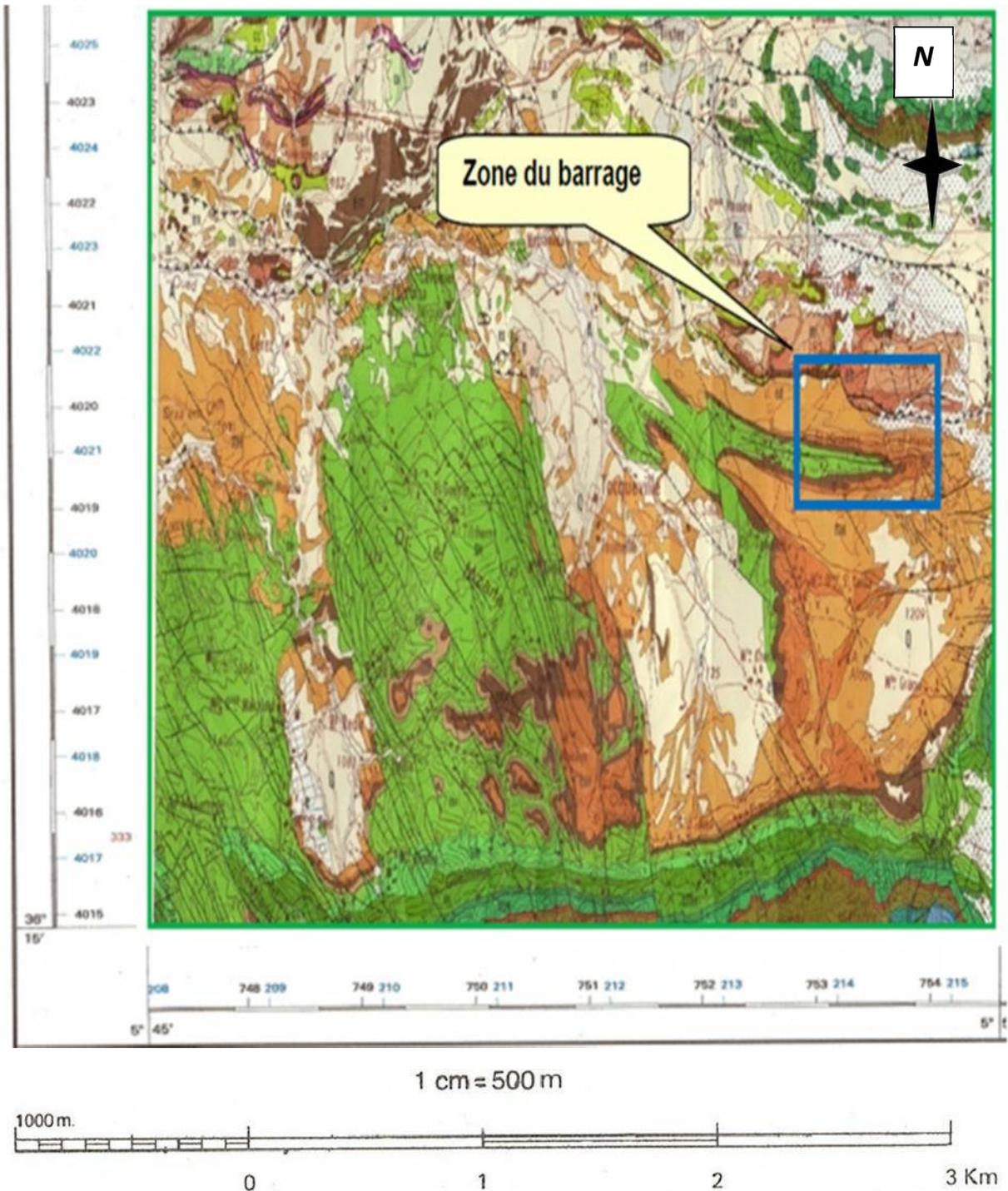
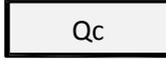
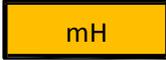


Figure I .3 : carte géologique de la région de Res el oued.

LEGENDE

	Alluvions récentes.
	Terrasses formations de pente et quartenaire indéterminé.
	Villa franchie : croutes calcaires.
	Moi-pliocène-continentale.
	Miocène transgressif de l'ensemble allochtone sud sétifien.
	Miocène marin transgressif parautochtone et autochtone hédéens
	Lutétien à huitre de la nappe de djball sattor.
	Yprésien et lutétien à débris
	Sénonien supérieur du domaine para autochtone hédéens
	Sénonien inférieur
	Turonien
	Aptien carbonaté
	Aptien mameux de l'ensemble sud sétifien.

b) Tectonique régionale

D'après la carte géologique de Ras el oued figure (I.3), les terrains sont plissés et tectonisés, généralement les failles ont une direction Est-Ouest et Nord- sud.

c) Géologie locale

La géologie locale du terrain est représenté par des affleurements rocheux constitués de bancs de calcaires gréseux en alternances avec des marnes, ces bancs de calcaires, au niveau

de la rive Sud-Est, sont masqués par une mince couche d'argile limoneuse de couleur jaunâtre à rougeâtre.

I.2.7 Reconnaissance du site

a) organisation

La reconnaissance géologique du site de l'ouvrage a été réalisée par l'observation soignée des affleurements rocheux visibles en surfaces. Elle a été complétée par la réalisation de deux puits à la pelle mécanique au niveau de la rive Sud- Est pour évaluer l'épaisseur de la couche superficielle. Les matériaux destinés au corps de la retenue ont été prélevés d'un site distant de 2 Kms, environ de la retenue, plus exactement du côté Nord et Sud de la retenue « al meleh » ces matériaux ont été reconnus par 8 fouilles exécutés a la pelle mécanique, avec des prélèvements d'échantillons pour des essais de laboratoire.

b) résultats de la reconnaissance

Si l'on se réfère aux de visu, la géologie détaillée du site de la future retenue constitué par des affleurements rocheux représentés par des bancs de calcaires gréseux alternant avec des marnes. L'axe de la retenue occupe presque le flanc Sud- Est de l'anticlinal de Djebel El Hassan, les couches d'orientation Sud-Ouest ont un pendage moyen vers le Sud-Est.

I.2.8 Matériaux de construction

I.2.8.1 Matériaux pour remblai

a) Quaternaire

Le lit de l'oued ainsi que ses terrasses de par leur faible extension et la forte hétérogénéité des matériaux qu'ils renferment ne permettent pas d'envisager leur utilisation comme zones potentielles de matériaux de construction.

b) Argiles rougeâtres de l'oligocène

Les argiles rougeâtres de l'Oligocène proches du site peuvent, par contre, fournir des quantités énormes de matériaux. Malheureusement, le pourcentage de gypse qu'elles renferment ainsi que leur nature souvent très indurée sous une mince pellicule altérée rend difficile leur utilisation. Leur nature souvent sableuse les rend difficile à l'utiliser pour la confection d'un noyau étanche.

Après une prospection visuelle détaillée de vastes étendes, une zone d'argile qui semblait exempte de gypse et moins indurée a été trouvée au droit du village de Kasr El Abtal sur la rive gauche de l'oued. Cette dernière zone a été reconnue en deux phases :

- Réalisation de premier puits avec prélèvement de 5 échantillons pour identification et détermination de leur teneur en sulfates ;

- Ensuite réalisation de 2 puits supplémentaires après avoir vérifié que la présence du gypse reste dans des proportions acceptables. Au total, trois puits ont été excavés dans cette zone. Ils rencontrent des argiles rougeâtres sous une faible épaisseur de terre végétale ou parfois de graviers. Ces argiles renferment souvent du gypse sous forme de filonets enchevêtrés ou de petits nodules.

La zone reconnue se trouve à environ une dizaine de kilomètres à l'amont de l'axe près du village de Kasr El Abtal. Elle s'étale sur une superficie de l'ordre de 4 ha (200 par 200 m), avec une profondeur d'exploitation de 2.5m, cette zone peut fournir un volume d'environ 20000 m³ de matériaux argileux. Cette quantité pourra être utilisée pour la confection du noyau étanche d'un barrage en remblai. Si l'on souhaite obtenir des quantités additionnelles, une recherche plus étendue permettra de les trouver.

I.2.8.2 Matériaux pour enrochements, filtres et agrégats à béton

Le programme de reconnaissance établi par le Groupement d'Etudes proposait la possibilité d'utiliser les conglomérats massifs de la partie haute de l'Oligocène comme agrégats à béton après la vérification de leur qualité en faisant un essai de sautage. Les difficultés inhérentes à ce type de reconnaissance nous ont amené à abandonner cet essai.

Toutefois, les calcaires du Maestrichtien et du Landénien, d'épaisseur importante, constituant le versant NO de la vallée de Kasr El Abtal se prêtent par leur qualité, leur proximité et l'énorme volume disponible pour l'implantation d'une carrière.

Un site de carrière dans les calcaires du Landénien, à un kilomètre environ au nord de l'axe, a été reconnu. Ces calcaires sont massifs, compacts et durs en bancs métriques et à pendage de la cuvette.

Cette carrière pourra également fournir des enrochements et des agrégats de béton de bonne qualité et en quantité très largement suffisante pour couvrir la totalité des besoins du barrage, quel que soit son type.

I.3 Géotechnique

L'étude géotechnique basée essentiellement sur l'ensemble des reconnaissances effectuées in-situ et au laboratoire, durant lesquelles établi un programme des travaux de terrain (exécution des puits, tranchées et sondages) suivi des prélèvements des échantillons de sol de différentes zones d'emprunt afin d'évaluer la quantité et la qualité des matériaux de construction et l'état géo-mécanique de la fondation par ces essais.

Les opérations de reconnaissances géotechniques se déroulent généralement en trois phases :

1) Reconnaissances géotechniques in situ : tranchés, forages carottés, essais géophysiques et essais géotechniques.

2) Essais géotechniques au laboratoire se divisent en deux grandes catégories :

- Essais d'identification : teneur en eau, granulométrie et limites d'Atterberg ;
- Essais mécaniques : essais de compressibilité, essais Proctor essais au cisaillement et au triaxial.

I.3.1 Travaux de reconnaissance de terrain

Il a été prévu et réalisé à l'emplacement du barrage 3 (trois) sondages carottés avec récupération d'échantillons intacts. Un de 10.0m, et autres de 15.0m, et le dernier de 12.0m. Des échantillons paraffinés de ces carottes ont été soumis à des essais physiques et mécaniques au laboratoire pour l'obtention de toutes ces caractéristiques au site du barrage.

I.3.1.1 Levés géologiques

a). Sondages

Sondage N°1: la coupe géologie et la suivent :

- 0-0.3m calcaire gréseux, altéré très fracturés
- 0-15m calcaire gréseux, grisâtre massif à veinule de calcite entre 1 et 1.90m.

Les résultats dont le tableau suivant :

Tableau I.3 : Synthèse des résultats obtenus au sondage N°1

Profondeur (m)	Récupération	RQD	Qualité de la fracturation
0.6		38	Densité fort
1.6		56	Densité fort
3.10		87	Densité faible
3.8		70	Densité moyenne
5.00		83	Densité faible
6.5		73	Densité moyenne
7.70		93	Densité fable
8.40		100	Densité fable
9.5		88	Densité fable
10.60		85	Densité fable
11.80		92	Densité fable
13.60		81	Densité fable
15		81	Densité fable

Source LTP EST.

Sondage N02 la coupe géologique et la suivent :

- 0-2.5m : alluvion blocs gréseux, caillons, gravés sables et argile ;
- 2.5-4.2m : calcaire gréseux, grisâtre massif ;
- 4.2-4.65m : calcaire marneux, altérités fracture beige ;
- 4.65-5.2m : calcaire gréseux grisâtre massif ;
- 5.2-12.2m : conglomérat.

Les résultats dont le tableau suivant :

Tableau I.4 : Synthèse des résultats obtenus au sondage N°2

Profondeur (m)	Récupération	RQD	Qualité de la masse
1	50		
1.5	60		
2.5			
3.1		100	Densité très faibles
4.2	100	82	Densité faibles
5	100	61	Densité forte
5.65	100	97	Densité très faibles
6.4	100	100	Densité très faibles
8.00	97	96	Densité très faibles
9.40	100	100	Densité très faibles
10.60	100	100	Densité très faibles
12.20	100	100	Densité très faibles

Source LTP EST

Sondage N03 : la coupe géologique est la suivant :

- 0-9.5m : calcaire gréseux grisâtre massif.

Les résultats sont le tableau suivant :

Tableau I.5 : Synthèse des résultats obtenus au sondage N°3

Profondeur (m)	Récupération	RQD	Qualité de la masse
1.2		91	Densité très faibles
1.9		100	Densité très faibles
2.9		100	Densité très faibles
3.9		90	Densité très faibles
4.65		100	Densité très faibles
5.35		100	Densité très faibles
6.4		100	Densité très faibles
7.8		100	Densité très faibles
9.5		87	Densité faibles

Source LTP EST

I.3.2 Essais au laboratoire

Sur les différents échantillons argileux prélevés des fouilles des deux sites d'emprunt nous avons réalisé le programme d'essais suivants :

- Teneur en eau naturelle W_n ;
- Granulométrie – sédimentométrie ;
- Limites d'Atterberg (W_L , I_p) ;
- Teneur en matière organique ;
- Cisaillement à la boîte de Casagrande sur les échantillons compactés L'OPN ;
- Procter normale;
- Analyse chimique ;
- Essais de perméabilité.

Les argiles limoneuses prélevées du site Nord sont des sols fins.

- Tamisât à 80 micro =88% ;
- Limite de liquidité moyen =55.5% ;
- Indice de plasticité moyen =25.5% ;
- Teneur en sulfate (néant) ;
- Teneur en matière organique =0.731%.

Ces argiles dont la densité sèche maximale pour une teneur en eau 26.32% sont de perméabilité très réduite

- $\gamma_{d \max} = 1.46 \text{ t/m}^3$;
- $W_{opm} = 24\%$;
- $K = 3.6 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$.

Les caractéristiques de cisaillement ont les valeurs suivantes :

- $\phi_u = 27^\circ$;
- $C_u = 20 \text{ bar}$.

Le tableau suivante est représenté les résultats des essais de laboratoire sur les argiles limoneuses Nord

Tableau I.6 : Synthèse des résultats obtenus aux essais de laboratoire sur les argiles limoneuses Nord

SONDAGE / PUIITS		K1	K2	K3	K3+k1
PROFONDEUR (m)		1.5	11.5	1.5	
TENEUR/EAU NATURELLE (W _n) %					26.23
Masse volumique chèche (γ_d) t/m ³					
GRANULARITE % TAMISAT	2 mm				97
	80 μ				88
	20 μ				73
	2 μ				35
LIMITE D'ATTERBERG	WL %	51.8	59.2	55.5	
	WP %	26.6	33.8	29.5	
	IP	25.2	25.4	26.0	
COEF/PERMEABILITE	K (m/s)	$3.6 \cdot 10^{-10}$	$3.6 \cdot 10^{-10}$	$3.6 \cdot 10^{-10}$	
CISAILLEMENT RECTILIGNE	C _{uu}				0.25
	ϕ_{uu}°				27
OPM / CBR	W _{opm}				24
	γ_{opm}				1.46
	IP à 95% opm				
ANALYSES CHIMIQUES	Insoluble				43.46
	CaCo ₃				47.33
	So ₄ 2H ₂ o				Néant
	So 4--				Néant
	MO%				0.73

Source ANBT

Les argiles prélevées des sites Sud sont aussi un matériau fin. Dans la classification L.C.P.C/U.S.C.S elles se classent parmi les argiles très plastiques

- ✓ Tamisât à 80 micron=94% ;
- ✓ Limite de liquidité moyen =52.66% ;
- ✓ Indice de plasticité moyen =24.76% ;
- ✓ Teneur en sulfate =0.61% ;
- ✓ Teneur en matière organique =0.06%.

La densité optimum est obtenue pour une teneur en eau de 21.80%, la perméabilité est très réduite

- ✓ $\gamma_d \text{ opm} = 1.6 \text{ t/m}^3$;
- ✓ $W \text{ opm} = 20\%$;
- ✓ $K = 1.68 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$.

Elles ont pour caractéristiques de cisaillement les valeurs suivantes:

- ✓ $\phi_{uu} = 9^\circ$;
- ✓ $C_{uu} = 37 \text{ bar}$.

Le tableau suivante est représenté les résultats des essais de laboratoire sur les argiles limoneuses Sud :

Tableau I.7 : Synthèse des résultats obtenus aux essais de laboratoire sur les argiles limoneuses Sud

<i>SONDAGE / PUIITS</i>		K1	K2	K3	K3+k1
PROFONDEUR (m)		1.5	1.5	1.5	
TENEUR/EAU NATURELLE (Wn) %					
Masse volumique chèche (γ_d) t/m ³					
GRANULARITE % TAMISAT	2 mm				99
	80 μ				94
	20 μ				88
	2 μ				54
LIMITE D'ATTERBERG	WL %	59.0	49.0	50.0	
	WP %	30.3	26.7	26.7	
	IP	28.7	22.3	23.3	
COEF/PERMEABILITE	K (m/s)	$1.68.10^{-10}$	$1.68.10^{-10}$	$1.68.10^{-10}$	
CISAILLEMENT RECTILIGNE	Cuu				37
	ϕ_{uu}°				9
OPM / CBR	Wopm				20
	γ_{opm}				1.60
	IP à 95% opm				
ANALYSES CHIMIQUES	Insoluble				61.76
	CaCo ₃				32.06
	So ₄ 2H ₂ o				0.61
	So 4--				34.02
	MO %				0.06

Source ANBT

Notes : γ_n = poids volumique naturel, C_0 = résistance à la compression uniaxiale,

c' = cohésion, φ' = angle de frottement, E_d = module de déformation, k = perméabilité

a) **Stabilité**

L'assise de la digue sera le substratum calcaire qui ne présente aucun risque pouvant nuire à la stabilité du corps de remblai de la retenue .

b) **Fondation de la retenue**

Les sols de fondation sont des bancs de calcaires. Cette formation géologique constituée un bon sol d'assise qui peut admettre une contrainte principale égale à 3bars sans aucun risque de tassement. Nous constatons aussi que la disposition des affleurements rocheux stratifiés à pendage moyen permet de garantir une certaine étanchéité. En ce qui concerne la clé d'ancrage nous recommandons qu'elle soit descendue au moins entre 1.5m et 2m de profondeur

Conclusion

Après analyses de toutes les données géologiques de terrain et de laboratoire effectuées sur les différents faciès évoqués ci-dessus, au droit du site du barrage collinaire (assise de fondation du barrage) en béton compacté en roule, nous pouvons faire les conclusions suivantes :

- ✓ La couverture alluvionnaire est très faible à inexistante au fond de la vallée de l'oued; seul des affleurements rocheux sont visibles
- ✓ Des infiltrations d'eau sont envisagées à travers la fissuration surtout au niveau de la stratification des bancs à pente subhorizontale du milieu à dominance rigide rocheuse, à cet effet et afin de stabiliser la fondation le colmatage des strates et fissures apparentes au droit de la zone d'emprise du seuil est nécessaire et cela après excavation du terrain altéré et son nettoyage avec de l'eau ou de l'air.



Chapitre II :

Étude

Hydrologique

Introduction

D'une façon très générale, l'hydrologie peut se définir comme l'étude du cycle de l'eau et l'estimation de ses différents flux. L'hydrologie au sens large regroupe :

- La climatologie, pour la partie aérienne du cycle de l'eau (précipitations, retour à l'atmosphère, transferts, etc.) ;
- L'hydrologie de surface au sens strict, pour les écoulements à la surface des continents ;
- L'hydrodynamique des milieux non saturés pour les échanges entre les eaux de surface et les eaux souterraines (infiltration, retour à l'atmosphère à partir des nappes, etc.) ;
- L'hydrodynamique souterraine (sensu stricto) pour les écoulements en milieux saturés.

II.1 Caractéristiques morpho métriques du bassin versant

II.1.1 Paramètres géométriques

a) Superficie du bassin versant

La superficie du bassin versant est obtenue à l'aide du logiciel Auto CAD après avoir déterminé ses limites sur les cartes topographiques de Ras oued à l'échelle 1/50000.

$$S = 56.18 \text{ Km}^2$$

b) Périmètre du bassin versant

Le périmètre est donné par le même logiciel Auto CAD

$$P = 38.62 \text{ Km}$$

c) La longueur du thalweg principal

Le thalweg le plus long est de :

$$L_{tp} = 17.1 \text{ Km}$$

II-1-2 Paramètres de forme

a) Indice de compacité de Gravellius «Kc» :[1]

Cet indice caractérise la forme du bassin versant (allongé ou ramassé).

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (II-1)$$

P : périmètre du bassin versant.

S : surface du bassin versant.

$$K_c = 1.44$$

$K_c > 1$ Notre bassin est alors « allongé »

b) Coefficient d'allongement [1]

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$Ca = L^2 / S \dots\dots\dots (II-2)$$

L : longueur du talweg principal $L = 17.1 \text{ Km}$

S : superficie du bassin versant. $S = 56.18 \text{ Km}^2$

$$Ca = 5.21$$

c) Rectangle equivalent [1]

C'est la transformation du bassin versant en un rectangle de longueur L et de largeur l en gardant la même surface, ceci permet la comparaison entre les bassins versant du point de vue influence de la forme sur l'écoulement. Ainsi que ces deux paramètres rentrent dans des formules par la suite.

La longueur est donnée par la formule

$$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[\sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} + 1 \right] \dots\dots\dots (II-3)$$

La largeur est donnée par la formule:

$$l = \frac{P}{2} - L \dots\dots\dots (II-4)$$

$$L = 15.52 \text{ Km}$$

$$l = 3.64 \text{ Km}$$

II.1.3 Paramètres du relief

II.1.3.1 Courbe hypsométrique

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimétrie des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes cotes.

Tableau II.01: Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitudes (m.NGA)	H_i (m)	Surfaces			
		Partielles		Cumulées	
		Si (Km2)	Si (%)	Si (Km2)	Si (%)
1787-1700	1743.5	0.08	0.14	0.08	0.14
1700-1600	1650	0.20	0.36	0.28	0.5
1600-1500	1550	0.61	1.09	0.89	1.59
1500-1400	1450	1.04	1.85	1.93	3.44
1400-1300	1350	4.40	7.83	6.33	11.27
1300-1200	1250	24.96	44.43	31.29	55.7
1200-1100	1150	22.04	39.23	53.33	94.93
1100-1005	1052.5	2.85	5.07	56.18	100
Somme		56.18			

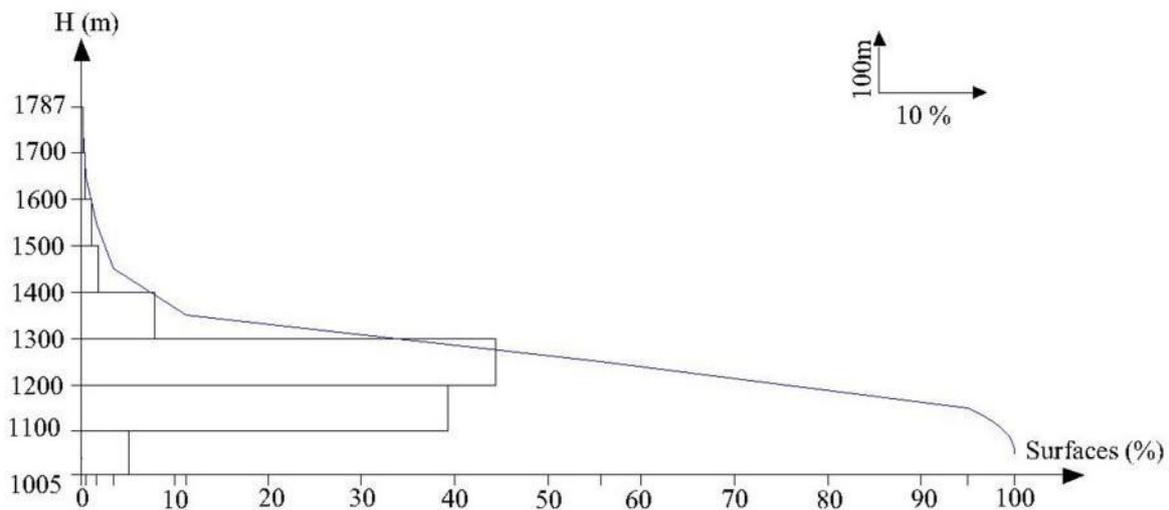


Figure II.1 : Courbe hypsométrique du bassin versant.

II.1.3.2 Les altitudes caractéristiques [1]

a) Altitude média

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique.

$$H_{med} = 1252.5m$$

b) Altitude moyenne

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{S} \dots\dots\dots (II-5)$$

Avec :

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

S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km²].

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m].

S : superficie totale du bassin versant [km²].

Tableau II.02: Résultats de calcul des courbes hypsométrique

Altitudes (m.NGA)	Hi (m)	Si (Km2)	Si.Hi (m.Km2)
1787-1700	1743.5	0.08	139.48
1700-1600	1650	0.2	330
1600-1500	1550	0.61	945.5
1500-1400	1450	1.04	1508
1400-1300	1350	4.4	5940
1300-1200	1250	24.96	31200
1200-1100	1150	22.04	25396
1100-1005	1052.5	2.85	2999.63

$$H_{\text{moy}} = \frac{68408.61}{56.18} = 1217.67 \text{m NGA}$$

$$H_{\text{moy}} = 1217.67 \text{m.}$$

II.1.3.3 Pente moyenne du bassin versant

$$I_{\text{moy}} = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{\bar{S}} \dots\dots\dots (II-6)$$

ΔH : dénivelée entre deux courbes de niveaux successives.

$L_1 L_2 \dots L_n$: les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S : superficie du bassin versant (Km²).

Les résultats des mesures sont présentés dans le tableau (III-3).

Tableau II.03: Evaluation de la pente moyenne.

N°	Courbes de niveau (m.NGA)	ΔH (m)	Longueur (Km)
1	1100	100	1.39
2	1200		1.87
3	1300		0.69
4	1400		4.73
5	1500		3.71
6	1600		1.07
7	1700		0.62

La pente moyenne du bassin est :

$$I_m = 23.27\text{m/km.}$$

II.1.3.4 Indice de pente [1]

a) *Indice de pente globale I_g*

A partir de la courbe hypsométrique, nous déduisant les altitudes de fréquence 5% et 95% de la surface du bassin versant.

L'indice de pente global sera :

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (II-7)$$

Avec :

L : longueur du rectangle équivalent L=15.52km

$H_{5\%} = 1410$ m $H_{95\%} = 1150$ m

$$I_g = \frac{1410 - 1150}{15.71} = 16.55\text{m/km.} \qquad \qquad \qquad \mathbf{I_g = 1.655\%}$$

b) *Indice de pente moyenne I_{pm}*

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_{pm} = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots (II-8)$$

$$I_{pm} = \frac{1787 - 1005}{15.71} = 49.77 \text{ m/km} \qquad \qquad \qquad \mathbf{I_{pm} = 4.977\%}$$

c) Dénivelée spécifique

Elle sert à comparer les indices de pentes des bassins de superficies différentes, d'après la deuxième classification de l'**Office de Recherche Scientifique de Territoire d'Outre-Mer** (O.R.S.T.O.M) appliquée à tous les bassins versants de différentes surfaces.

Tableau II.04: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

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

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots (II-9)$$

Avec : I_g : indice de pente globale.

S : surface du bassin versant.

Ds= 124.05 m < 250 \Rightarrow Le relief de notre bassin versant est assez modéré

II.2 Caractéristiques hydrographiques du bassin

II.2.1 Réseau hydrographique

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les mêmes cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne.

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM. Dans cette

classification de SCHUM, il est considéré : « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x) ».

a) Densité de drainage [1]

C'est la longueur totale de tous les talwegs du bassin.

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (II-10)$$

$\sum L_i$: longueur total des talwegs d'ordre i en (Km) $\sum L_i = 85.91\text{Km}$.

S : surface du bassin versant en (Km²). $S = 56.18\text{km}^2$.

$$D_d = 2.08 \text{ km/km}^2.$$

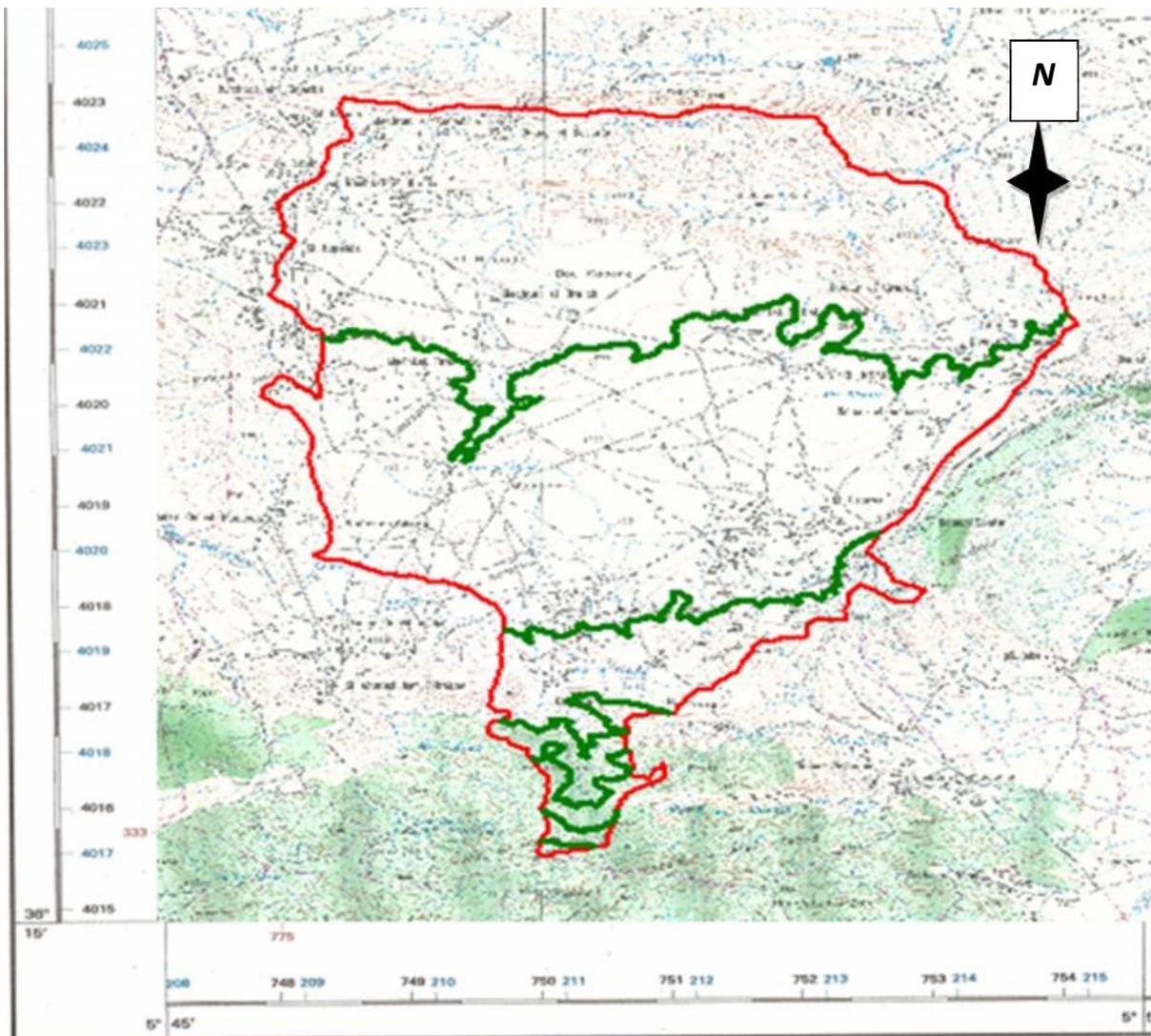


Figure II.2 : Limites du bassin versant et courbes de niveau

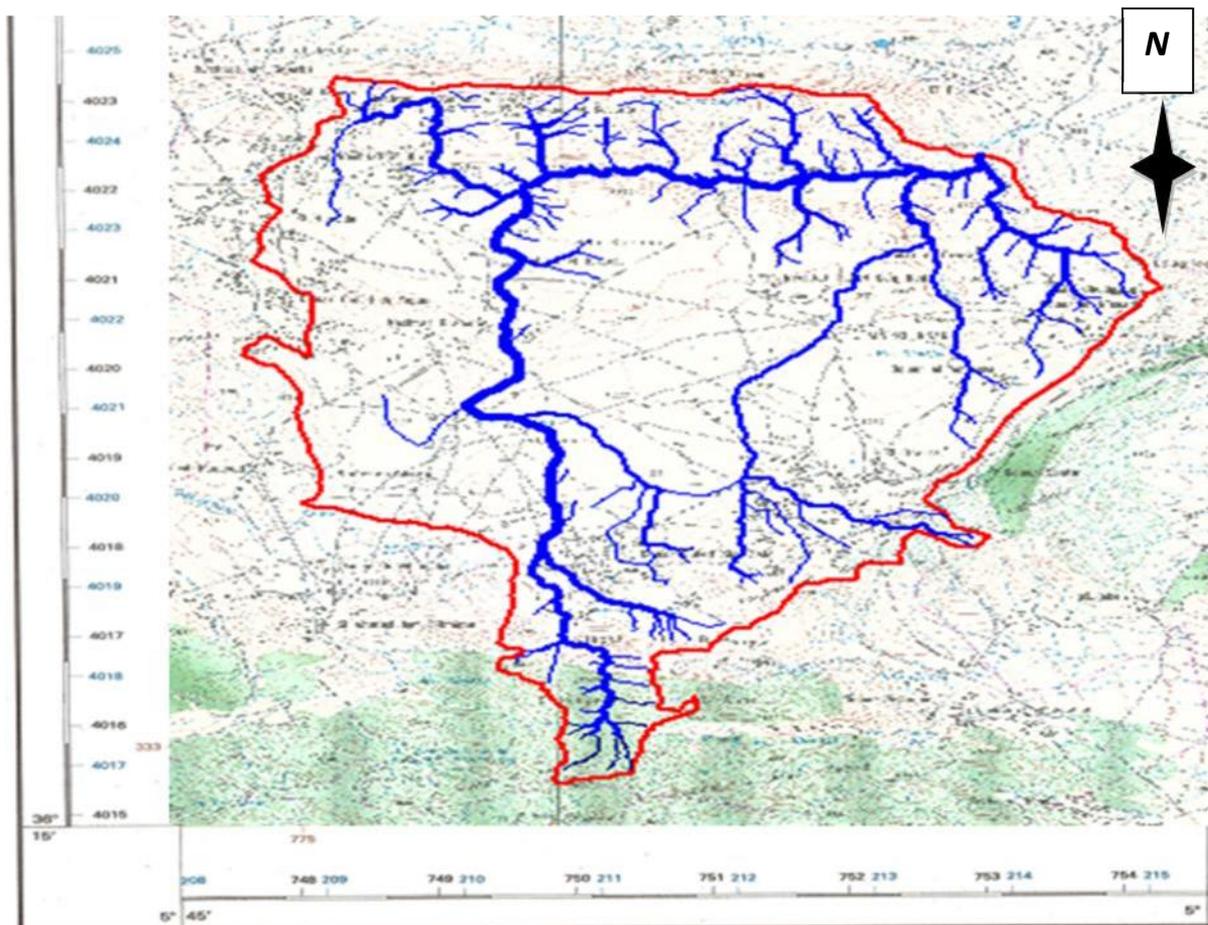


Figure III.3 : Réseau hydrographique (echele1/50000)

b) Coefficient de torrentialité [1]

Le coefficient de torrentialité C_t est calculé par l'expression suivante:

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (II-11)$$

F_1 : le rapport entre le nombre des talwegs d'ordre 1 et la surface globale du bassin versant :
 $N_1=160$.

$$F_1 = \frac{N_1}{S} = 2.85 \text{thalweg/km}^2 \dots\dots\dots (II-12)$$

$$C_t = 2.85 \text{ km}^{-3}$$

c) Temps de concentration du bassin versant t_c [1]

1) Formule empirique Algérienne (Milles SAADI Cherifi et TAMANI)

$$T_c \cong 0.0055 S + 0.1657 L + 0.0078 D_H + 0.82 \dots\dots\dots (II-13)$$

T_c = temps de concentration en (Heure).

S= Surface du bassin versant (Km²).

L= Longueur du cours d'eau principal (km).

D_H = La différence entre l'altitude moyenne et l'altitude minimale du bassin versant en mètre.

$$T_c = 0.0055 \cdot 56.18 + 0.1657 \cdot 17.1 + 0.0078 \cdot (1217.65 - 1005) + 0.82$$

$$\mathbf{T_c = 5.61 \text{ h}}$$

2) Formule de CALIFORNIA :

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot L^3}{H_{\max} - H_{\min}} \right)^{0.386} \dots\dots\dots (II-14)$$

T_c = temps de concentration en (Heure).

L= Longueur du cours d'eau principal (km).

H_{\max} =la hauteur maximal (m).

H_{\min} =la hauteur minimal (m).

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot 17.31^3}{1787 - 1005} \right)^{0.386} = 1.93 \text{ h}$$

$$\mathbf{T_c = 1.93 \text{ h}}$$

3) Formule de Passini

$$T_c = 64.8 \frac{\sqrt[3]{S L_{cp}}}{\sqrt{I_{cp} \times 100}} \dots\dots\dots (II-15)$$

Avec :

L_p : Longueur du cours d'eau principal (km) ;

I_{cp} : Pente du cours d'eau principal.

$$T_c = 64.8 \frac{\sqrt[3]{56,18 \cdot 17,1}}{\sqrt{(1,78 - 1,005) \times 100}} = 2.93$$

$$\mathbf{T_c = 2.93}$$

Pour des raisons de sécurité, on opte à la formule de empirique Algérienne car elle nous donne une valeur du temps de concentration la plus proche de la moyenne des autres formules c'est-à-dire :

$$T_c=5.61h$$

d) Vitesse moyenne de ruissellement [1]

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \dots\dots\dots(II-16)$$

L_p : longueur du talweg principal.

T_c : temps de concentration.

$$V_r = \frac{17.1}{5.61} = 3.04 \qquad \qquad \qquad \mathbf{V_r = 3.04 km/h}$$

Tableau II.5: Tableau récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	Km ²	56.18
Périmètre		P	Km	38.62
Longueur du thalweg principal		L _p	Km	17.1
Indice de compacité		K _C	-	1.44
Coefficient d'allongement		Ca	-	5.21
Rectangle Equivalent	longueur	L _r	Km	15.64
	largeur	l _r	Km	3.64
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1787
	moyenne	H _{moy}	m	1216.67
	médiane	H _{med}	m	1252.5
	minimale	H _{min}	m	1005
Pente moyenne de B.V		I _{moy}	m/km	23.27
Indice de pente globale		I _g	m/km	16.55
Indice de pente moyenne		I _{pm}	m/km	49.77
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	2.08
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	2.72
Temps de concentration		T _c	h	5.61
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	3.04

II.3 Caractéristiques climatiques

II.3.1 température

En Algérie, la présence du Sirocco, un vent chaud et sec qui vient de Sahara, est caractéristique. Les températures maximales ont pour origine ce phénomène particulier, qui est accompagné par une humidité qui s'en trouve réduite.

Compte tenu du manque de stations climatologiques dans la zone du projet, on a eu recours aux observations faites à la station de Sétif.

Le tableau suivant donne les températures extrêmes (minima et maxima) et la moyenne annuelle pour les 12 mois de l'année.

Tableau II.6: Température du vent

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	OU	Moy
Temp Moy	21,3	16	10,5	6,6	5,3	6,6	8,8	11,5	16,5	21,9	26	25,9	14,7
Temp Min	15,3	10,9	6,2	2,8	1,4	2,1	4	6,2	10,5	15,2	19	19,1	9,4
Temp Max	27,3	21	14,8	10,4	9,2	11	13,5	16,8	22,4	28,6	32,9	32,7	20,1

Source O.N.M

L'ensemble des données de températures montre que l'hiver est très froid et l'été très chaud. les températures moyennes diminuent pendant les trois mois d'hiver, (Décembre, Janvier, Février) d'un minima de (5,45 °C) et elles progressent pendant les trois mois d'été (Juin, Juillet, Août) d'un maxima de (26,1 °C), l'écart entre ces deux extrêmes donne une amplitude thermique de (20,4 °C). Quant à la température moyenne elle est de 14,7 °C.

La température maximale absolue peut atteindre l'ordre de 40 °C (2 à 3 jours par mois) pendant les mois de juillet et août. Les températures minimales peuvent descendre sous 0°C.

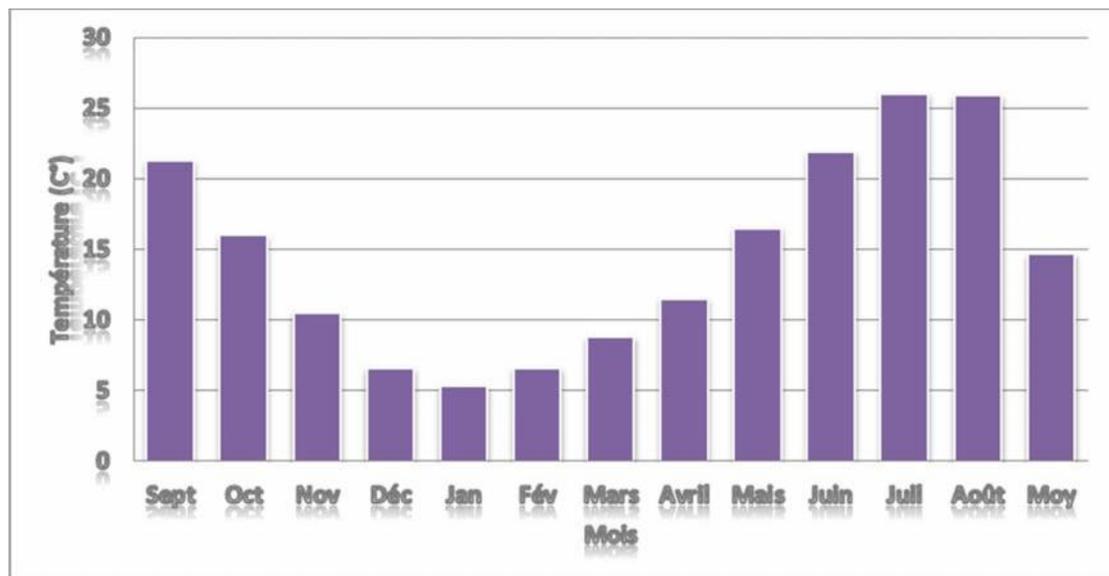


Figure II.4 : Répartition mensuelle de la température.

II.3.2 Vent

Les vents dominants sont de secteur nord (NE 22%, N 12%, NO 27%). Les vitesses moyennes mensuelles sont de 3m/s environ, sans grandes variations d'un mois sur l'autre (les minimales à 2,5 m/s et les maximales à 3,2 m/s) d'après les mesures de la station Sétif pour la période 1981 – 1984 (Tableau II.7).

Tableau II.7 : Insolation et radiation mensuelles

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O	MOY
V (m/s)	2,9	2,7	2,9	2,5	2,8	3,2	3,5	3,9	3,2	3,1	3,1	3	3.1

Source O.N.M

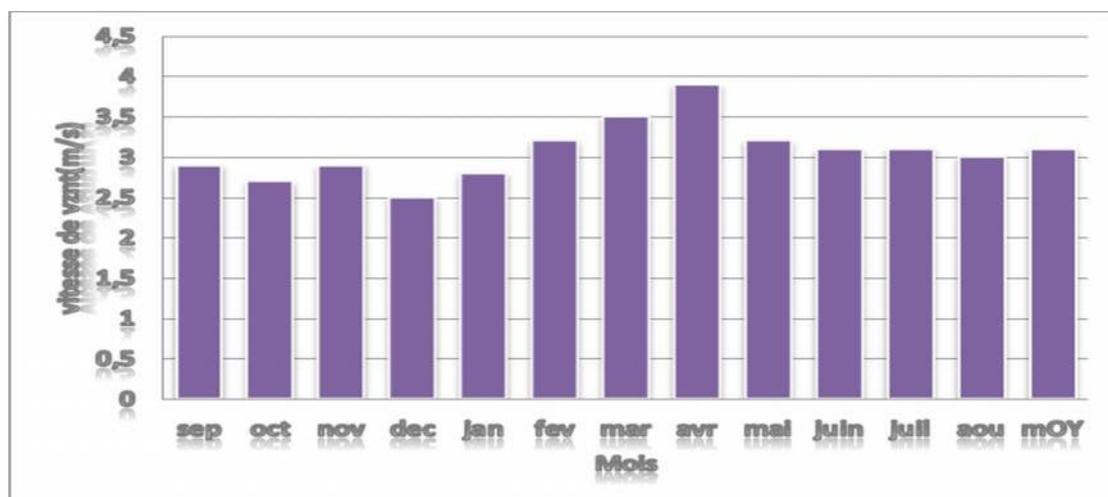


FIGURE II.5 : REPARTITION MENSUELLE DU VENT

II.3.3 Evaporation

Les données disponibles pour l'évaporation sont celles mesurées aux stations de Sétif (période 1963 - 1992).

L'évaporation moyenne annuelle retenue est donc de 1148 mm, comme on le remarque dans le (Tableau II.8), Elle est minimale durant les mois d'hiver (Janvier et Février), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (Juillet et Août).

Tableau II.8 : Différentes valeurs de l'évaporation (1963/64-1992/93)

Mois	Evaporations moyenne (mm)	% de la valeur annuelle (mm)
Septembre	133,63	11,64
Octobre	71,98	6,27
Novembre	46,16	4,02
Décembre	28,47	2,48
Janvier	15,27	1,33
Février	27,55	2,40
Mars	61,88	5,39
Avril	73,93	6,44
Mai	107,11	9,33
Juin	160,26	13,96
Juillet	214,91	18,72
Août	206,87	18,02
Annuel	1148	100

Source O.N.M

II.3.4 Pluviométrie

La station pluviométrique de BORDJ GHEDIR (code : **05 09 04**) d'une altitude de 1054 m est la plus proche du site de la retenue sur oued Guergour dont la moyenne annuelle pluviométrique est de 390 mm.

Tableau II.9 : station pluviométrique

Code	Stations	X(Km.)	Y(Km.)	Z(m.NGA)
05 09 04	BORDJ GHEDIR	698.4	292.00	1054

Source A.N.R.H

II.3.4.1 Pluie moyenne annuelle

La répartition mensuelle des pluies est donnée dans le tableau II.10

Tableau II.10 : Répartition mensuelle des pluies (1963-1992)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O	Total
P(mm)	32.14	38.81	38.30	49.53	40.80	45.04	38.15	37.40	36.28	16.31	7.30	9.95	100
P(%)	8.24	9.95	9.82	12.70	10.46	11.55	9.78	9.59	9.30	4.18	1.87	2.55	390

Source A.N.R.H

A travers ce tableau on déduit que la saison pluvieuse s'étale de Décembre à mai et la saison sèche inclue les mois (juin, juillet et aout). La zone reçoit une moyenne de **390 mm/année**.

II.3.4.2 Les pluies maximales journalières

Les pluies maximales journalières sont souvent génératrices de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

La station de Bordj Gedir est considérée avec une série d'observation de 39 années,

Les paramètres statistiques de l'échantillon sont obtenus à l'aide du logiciel HYFRAN :

Tableau II.11 : Paramètres caractéristiques de l'échantillon

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=39} Xi$	1628.1mm
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=39} Xi}{n}$	41.76mm
L'écart type « σ_x » ; Pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{42} (X_i - \bar{X})^2}{N - 1}} \right]$	11.1 mm
Coefficient de variation « Cv »	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0.266

L'exposant climatique $b=0.29$

Remarque :

L'exposant climatique pour notre région ($b=0.29$) est donné par l'ARNH.

❖ **Ajustement des pluies maximales journalières**

On effectue l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Galton (log normale) et Gauss (normale) à l'aide de logiciel « Hyfran », avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les deux lois d'ajustement.

Les caractéristiques des échantillons, les tests d'adéquation des lois sont déduits directement du logiciel.

a) Ajustement à la loi de GUMBEL

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

$$y = \frac{x - x_0}{\alpha} \dots \dots \dots (II-17)$$

Avec :

y : Variable réduite de Gumbel.

$1/\alpha$: Pente de la droite de Gumbel.

x : Précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : Paramètre de position (mode).

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

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

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

$$F (x) = \frac{m - 0.5}{n} \dots\dots\dots (II-18)$$

m : Rang de précipitation

n : Nombre d’observations (39)

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

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

- calculer les paramètres d’ajustement « α » et « x_0 »
- représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier Gumbel.

❖ **Calcul des paramètres de l’ajustement de la loi de Gumbel**

La droite de Gumbel est donnée par la formule :

$$x = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \dots\dots\dots (II-19)$$

Avec : $(1 / \alpha)$: la pente de la droite de Gumbel

Gumbel (Méthode de vraisemblance)

Les résultats de l’ajustement par la loi de « Gumbel » sont résumés dans le tableau suivant :

Gumbel (Méthode de vraisemblance)

Nombre d'observations: 39

La droite de GUMBEL est donnée par la figure (II-6).Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau III.12 : Résultats de l'ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour T (ans)	Probabilité	Précipitation (P_{jmax})	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0,9990	96,7	8,20	80,6-113
100	0,9900	76,6	5,70	65,4-87,8
50	0,9800	70,6	4,96	60,8-80,3
20	0,9500	62,5	3,98	54,7-70,3
10	0,9000	56,2	3,24	49,9-62,6

❖ **Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon Station de Berdj Gedir:**

La comparaison entre les caractéristiques de la loi GUMBEL et celles de l'échantillon station de Berdj Gedir est résumée dans le tableau suivant :

Tableau II.13 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la Loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	25,1
Maximum	Aucun	76,6
Moyenne	41.7	41,7
Ecart-type	11.1	11,1
Médiane	39.9	40,0
Coefficient de variation (Cv)	0.267	0.266
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.982

Le tracé de la droite de Galton est représenté sur papier normal comme le montrent la figure suivante :

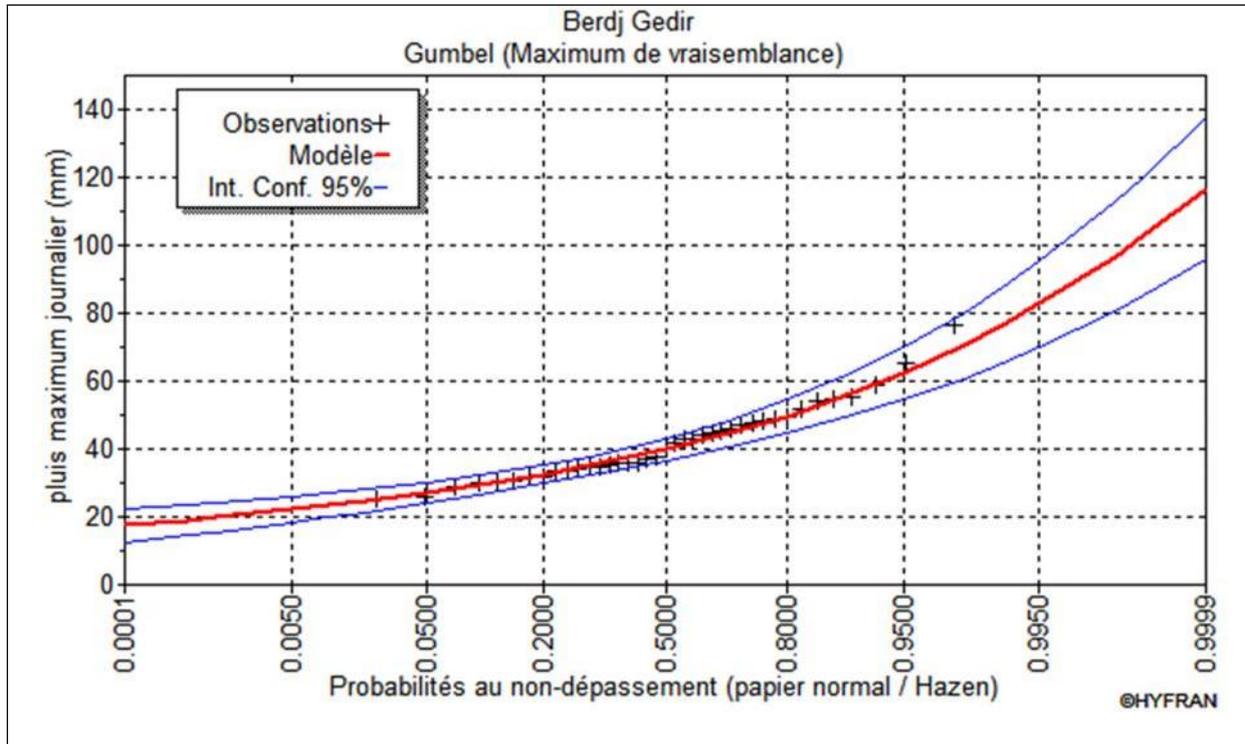


Figure II.6 : Ajustement à la loi GUMBEL

b) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log-normale)

Ce procédé d’ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale, comme le montre la figure II.7.

La loi de Galton a une fonction de répartition qui s’exprime selon la formule suivante :

$$F (X) = \frac{1}{\sqrt{2 \Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (II-20)$$

Ou : $u = \frac{X_i - \bar{x}}{\sigma_x}$ (variable réduite de GAUSS)

L’équation de la droite de Galton est la suivante :

$$\text{Log } x(p \%) = \overline{\text{Log } x} + \sigma * \text{Log } u(p \%)$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{39} \text{Log } X_i}{N} \dots\dots\dots (II-21)$$

Les résultats de l’ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumées dans le tableau (II.14).

Nombre d'observations : 39

Tableau II.14 : Ajustement à la loi de Galton.

Période de retour T (ans)	Probabilité	Précipitation (P_{jmax})	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0,9990	88,7	8,77	71,5-106
100	0,9900	73,0	5,78	61,7-84,4
50	0,9800	68,1	4,94	58,5-77,8
20	0,9500	61,4	3,86	53,8-69,0
10	0,9000	56,0	3,09	49,9-62,1

❖ **Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon Station de Berdj Gedir**

La comparaison entre les caractéristiques de la loi de Log- Normal « Galton » et celles de l'échantillon station de Beni-Slimane est résumée dans le tableau suivant :

Tableau III.15 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la Loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0,00	25,1
Maximum	Aucun	76,6
Moyenne	41,8	41,7
Ecart-type	10,8	11,1
Médiane	40,4	40,0
Coefficient de variation (Cv)	0,258	0,266
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0,792	0,982

Le tracé de la droite de Galton est représenté sur papier normal comme le montrent la figure suivante :

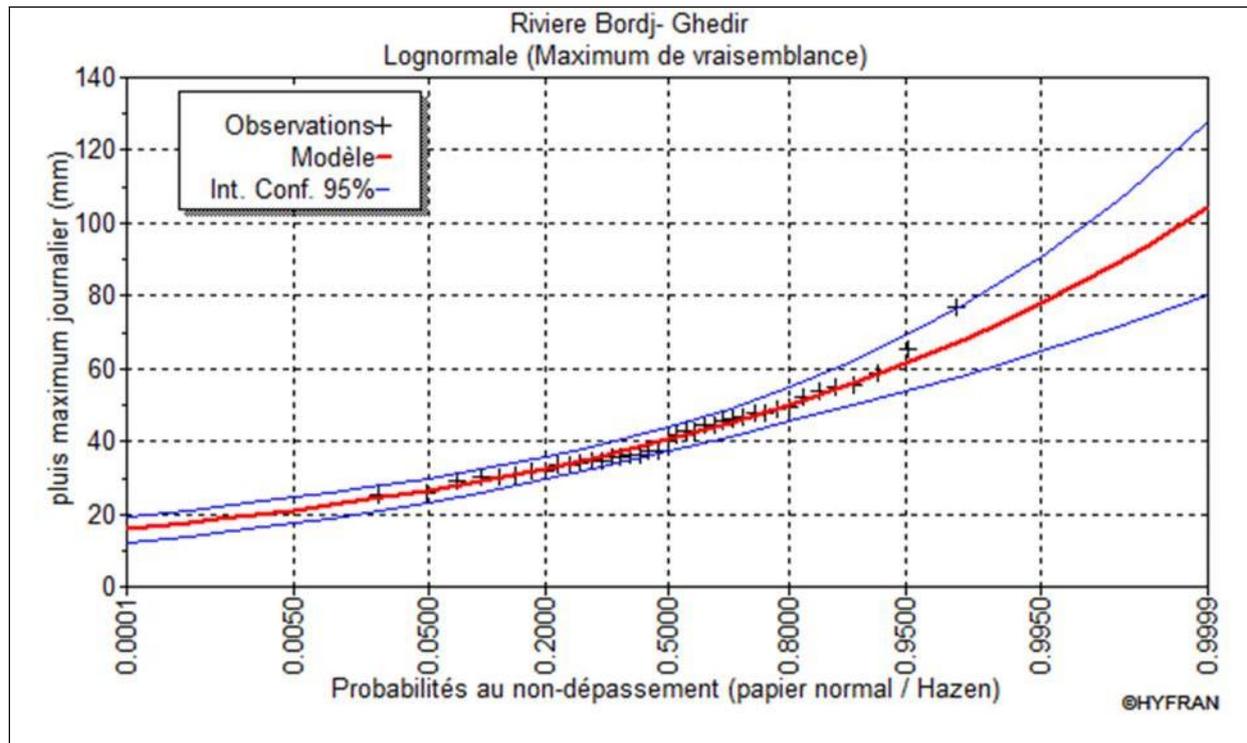


Figure II.7 : Ajustement à la loi Log Normale

Tableau II.16 : Pluies maximales journalières loi de GUMBEL pour les différentes fréquences

Période de retour	1000	100	50	20	10
Fréquence	0.1	1	2	5	10
P_{maxj} (mm)	96,7	76.6	70.6	62.5	56.2

II.3.4.3 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences [1]

Le calcul des pluies de courtes durées pour différentes fréquences a été effectué à l'aide de la relation de Body exprimée par:

$$P_{ct} = P_{maxj} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (II-22)$$

P_{ct} : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de P_{maxj} .

P_{maxj} : pluies maximales fréquentielles.

t : temps en heure.

b : exposant climatique ($b = 0,29$).

L'intensité de pluies est donnée par la formule suivante:

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (II-23)$$

Les résultats de calcul sont donnés à l'annexes (II.1)

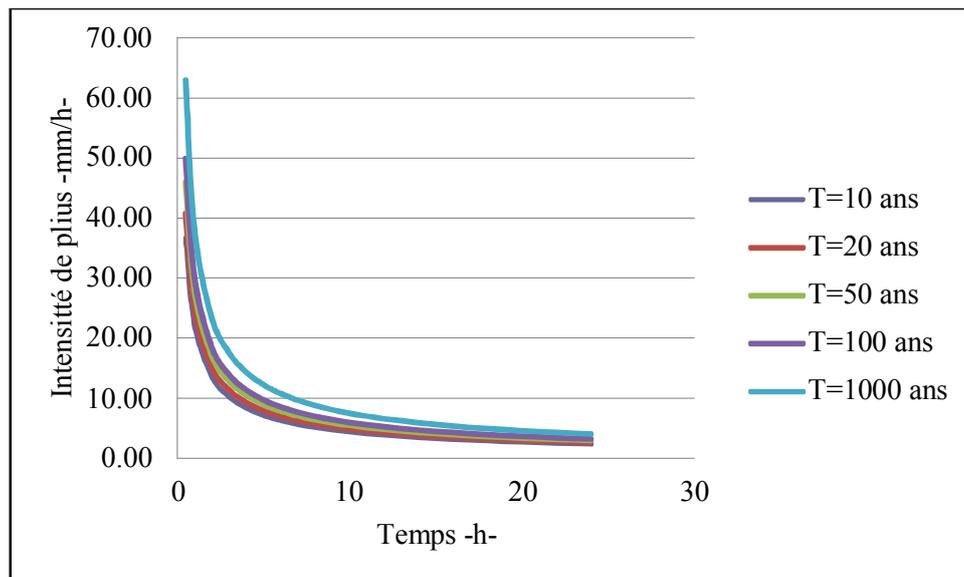


Figure II.8 : représentation des intensités en fonction de temps

II.4 Etudes 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 voisin. A défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basés sur la pluviométrie devront être appliqués, ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit.

II.4.1 Apport liquides

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

II.4.1.1 Apports moyens interannuels (A_0) [2]**a) Formule de SAMIE**

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots (II-24)$$

$$L_e = P^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (II-25)$$

L_e : Lamme d'eau écoulée (mm).

P : Précipitation moyenne annula (mm).

S: Superficie en Km^2 du bassin versant.

b) Formule de Derie II

$$A_0 = 0.513 \cdot P^{2.603} \cdot Dd^{0.5} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (II-26)$$

Dd : Densité de drainage (Km/Km^2)

P : Précipitation moyenne annula (mm).

S: Superficie en Km^2 du bassin versant

$$A = L_e \cdot S$$

c) Formule de Mallet – Gauthier

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

$$L_e = 0,6 \cdot P_{moy} (1 - 10^{-0,36 \cdot P_{moy}^2}) \dots\dots\dots (II-27)$$

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

L_e : Lamme d'eau écoulée en [m].

$$A = L_e \cdot S$$

d) Formule de TURC

$$L_e = P - \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}} \dots\dots\dots (II-28)$$

$$L = 300 + 25T_0 + 0,05 (T_0)^3 \dots\dots\dots (II-29)$$

T_0 : Température moyenne dans la zone d'étude.

$$A = L_e \cdot S$$

e) Formule de l'ANRH

L'apport moyen interannuel est donné par:

$$A_0 = 0.915 \cdot \overline{P}^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (II-30)$$

P : Précipitation moyenne (mm).

S : Superficie (en Km²).

Tableau II.17 : Résultats des calculs des apports

Formule	Apport moyen A (mm ³)
SAMIE	2.36
Derie II	1.89
Mallet – Gauthier	1.55
TURC	1.24
ANRH	2.17
Moyenne	1.83

D'après ces résultats on adopte finalement la valeur de la formule Derie II qui est la plus proche de la moyenne des autres valeurs, c'est-à-dire:

$$A_0 = 1.89 \text{Mm}^3$$

III.4.1.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen

La distribution des apports mensuels en pourcentage de l'apport interannuel a été établit sur la base de la répartition mensuelle de la pluviométrie en question étant génératrice des apports de l'oued.

Cette technique d'adoption de la répartition mensuelle de la pluie a été considérée en raison de l'absence d'informations hydrométriques au niveau de l'oued concerné

Tableau II.18 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
P (mm)	32.14	38.11	38.30	49.53	40.80	45.04	38.15	37.40	36.28	16.31	7.30	9.95
P (%)	8.24	9.95	9.82	12.70	10.46	11.55	9.78	9.59	9.30	4.18	1.87	2.55
Apport mensuel	0.16	0.19	0.19	0.24	0.20	0.22	0.18	0.18	0.18	0.08	0.04	0.05
Apport mensuel %	8.24	9.95	9.82	12.70	10.46	11.55	9.78	9.59	9.30	4.18	1.87	2.55

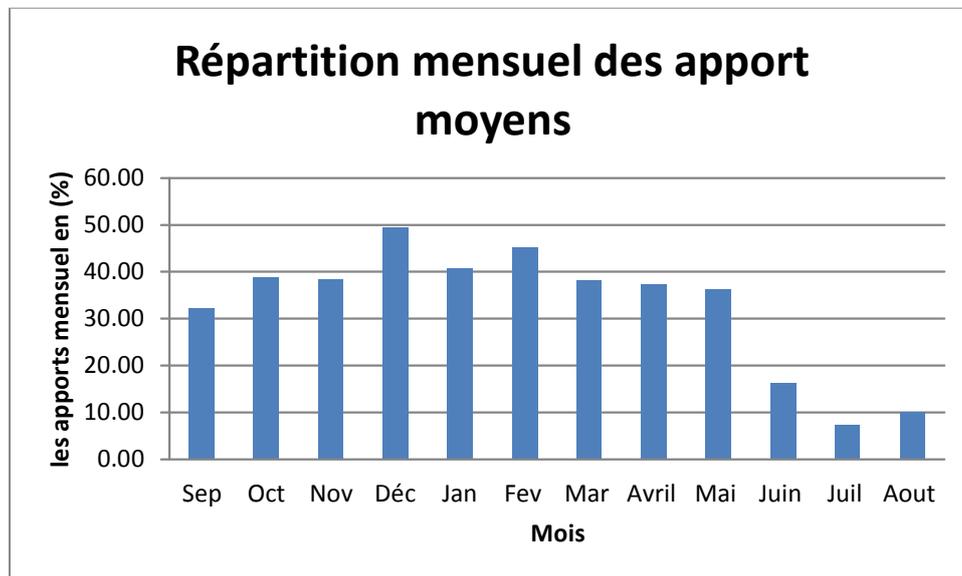


Figure II.9 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.

III.4.2 Caractéristiques de l'écoulement

a) Module de l'écoulement

Il est donné par : $Me = A_0 / T$ (II-31)

A_0 : Apport moyen annuel (1.89Mm³).

T : Temps d'une année en secondes T = 31,536.000s

Me =59.93 l/s

b) Module d'écoulement relatif (spécifique)

$$\text{On a : } M_0 = M_e / S. \dots\dots\dots (II-32)$$

M_e : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²)

$$M_0 = 1.07 \text{ l/s/km}^2$$

c) Lamme d'écoulée L_e

$$L_e = A_0 / S. \dots\dots\dots (II-33)$$

$$L_e = 33.64 \text{ mm}$$

d) Coefficient d'écoulement

$$C_e = L_e / P_{\text{moy}} \dots\dots\dots (II-34)$$

$$C_e = 0.09$$

III.4.3 Coefficient de variation

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

a) Formule de SOKOLOVSKY

On a :

$$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots\dots (II-35)$$

Avec :

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0) \dots\dots\dots (II-36)$$

M_{er} : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

S : Superficie du bassin [Km²]

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (1.23) = 0.75 \quad \Leftrightarrow \quad C_v = 0,75 - (0,063 \log_{10} (56.18 + 1)) = 0.66$$

$$C_v = 0.66$$

b) Formule d'ANTONOV

$$C_v = 0.7 / (S + 1000)^{0.097} \dots\dots\dots (II-37)$$

Avec : S : Superficie du bassin en [km²].

$$C_v = 0.36$$

c) Formule de KRISTEKLY MENKEL

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27}) \dots\dots\dots (II-38)$$

Avec : M_0 : module de l'écoulement relatif

$$C_v = 0.64$$

d) Formule Algérienne de N.N PADOUM

Cette formule donne de bons résultats de l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel et en plus elle est établie à partir d'une analyse statistique de 42 oueds de l'Algérie du nord cette relation s'écrit comme suit :

$$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23} \dots\dots\dots (II-39)$$

Avec : K : coefficient de réduction K= (0.25-1.00) on prend K=0.55

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

$$C_v = 0.50.$$

Tableau II.19: Récapitulatif des C_v

LA FORMULE	LE COEFFICIENT DE VARIATION CV
SOKOLOVSKI	0.66
ANTONOV	0.36
KRISTEKLY MENKEL	0.64
Algérienne de N.N PADOUM	0.50

On opte pour la formule Algérienne de N.N PADOUM, car elle nous donne une valeur de coefficient de variation plus proche de la moyenne, c'est-à-dire que **$C_v = 0,5$**

II.4.4 Apports fréquentiels

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

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(CV^2 + 1)}} \dots\dots\dots (II-40)$$

$A\%$: Apport de fréquence donnée.

U: Variable réduite de Gauss.

C_V : Coefficient de variation.

Tableau II.20 : Apports fréquentiels

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	Variable de Gauss	Apport A (Mm3)
5/4	80	-0,8428	0.97
10	10	1,282	3.81
50	98	2,0571	5.92
100	99	2,3280	6.90
1000	99,9	3,100	10,71

II.4.4.1 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%} = 0.97\text{Mm}^3$

Tableau II.21 : répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
ApportMm ³	0.080	0.097	0.095	0.123	0.101	0.112	0.095	0.093	0.090	0.041	0.018	0.025
Apport (%)	32.14	38.81	38.30	49.53	40.80	45.04	38.15	37.40	36.28	16.31	7.30	9.95

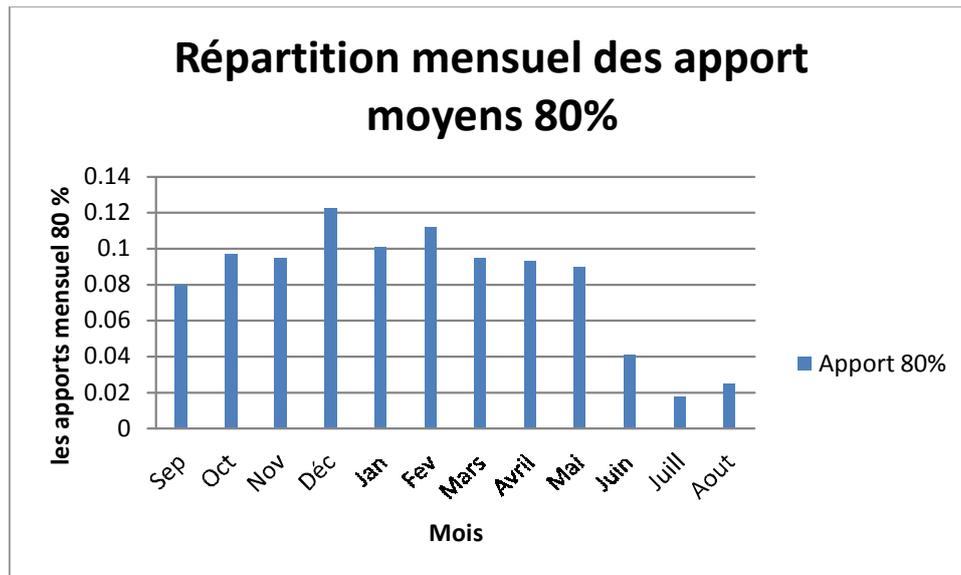


Figure II.10 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

II.4.4.2 Les apports solides [2]

L'évaluation de l'envasement est indispensable dans de tels cas pour que le dimensionnement du barrage soit plus fiable vis-à-vis sa durée de vie.

Le volume mort est évalué par plusieurs formules :

a) Formule de TIXERONT

Cette formule a été établie à partir de 32 bassins versants Algériens et 09 bassins tunisiens pour des durées comprises entre 02 et 22 ans, elle tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité.

$$T_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots (II-41)$$

Avec T_s : Transport solide en (t/Km²/ans).

L_e : Lamme d'eau écoulée.

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha=75$.

$$T_s = 122.29 \text{ t/Km}^2/\text{ans}$$

b) Formule de Fournier

Le transport solide est donnée par la formule suivante :

$$E_s = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_a} \right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \dots\dots\dots (II-42).$$

Avec : E_s : érosion spécifique (t/Km²/an).

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

$P_m = 49.53\text{mm}$.

P_a : Pluie moyenne annuelle (mm) $P_a = 390 \text{ mm}$.

$h = 45\%(H_{\max} - H_{\min})$ (m).

H_{\max} : Altitude maximale = 1787m.

H_{\min} : Altitude minimale = 1005m.

S : Surface du bassin versant (km²) $S = 56.18\text{Km}^2$.

$$E_s = 180.96 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

II.4.4.3 Calcul du volume mort [3]

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

a) Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple)

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{E_s \cdot T \cdot S}{\gamma_s} \dots\dots\dots \text{(II-43)}$$

Avec T : Durée de vie du barrage (20 ans);

γ_s : Poids spécifique des sédiments (1,6 t /m³);

S : Surface du bassin versant (56.18 Km²).

$$V_m = 0.127 \text{ hm}^3$$

b) Formule de Tixeront

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$V_m = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s \cdot T}{\gamma_s} \dots\dots\dots \text{(II-44)}$$

Avec : $Q_s = T_s \cdot S \dots\dots\dots \text{(II-45)}$

Q_s : Le débit solide (t/an).

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

T : Durée de vie du barrage (20 ans).

Ts : Transport solide (t/Km²/an).

S : Surface du bassin versant (km²).

$$A.N : Q_s = 127.08 * 56.18 = 7138.92$$

$$V_m = 1.10 * \frac{7138.92 * 20}{1.6} = 0.098 \text{ Hm}^3$$

$$V_m = 0.098 \text{ hm}^3$$

Tableau II.22 : récapitulatif des résultats de calcul du volume mort.

Formule	Volume mort pour 20 ans (hm ³)
Méthode liée à l'érosion spécifique (Fournier)	0.127
Tixeront	0.098

Pour des raisons de sécurité on opte pour le volume obtenu par la formule de T'ixeront donc le volume mort estimé à 20ans de service est **0.127hm³**.

II.5 Etude des crues [1]

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

A cause de l'inexistante de station hydrométrique dans le bassin versant de l'oued Guergour, des formulations empiriques ont été utilisé pour la prédétermination des débits de crues maximales.

a) Formule de Giandotti

$$Q_{\max p\%} = \frac{160 \cdot S \cdot (H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})^{1/2}}{4(S)^{1/2} + 1.5L} \cdot P_{tc} \dots \dots \dots (II-46)$$

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

S: Superficie du bassin versant.

L: Longueur du talweg principal.

H_{moy} , H_{min} : Altitudes moyennes et minimales (en m).

P_{1c} : Pluies de courte durée.

Tableau II.23: Résultats du calcul Giandotti :

Période de retour	10	20	50	100	1000
$P_{ct} (mm)$	36.87	41.00	46.32	50.25	63.44
$Q_{max p\%} (m^3/s)$	86.67	96.38	108.89	118.13	149.13

b) Formule de Sokolovski

$$Q_{max p\%} = \frac{0.28.S.a.(P_{ct} - H)}{T_c} . F \dots\dots\dots (II-46)$$

S : Superficie du bassin versant.

P_{1c} : Pluies de courte durée.

T_c : Temps de concentration.

a : Coefficient de ruissellement du bassin versant

F : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue

$$F = \frac{12}{4+3\gamma}$$

Tableau II.24 : valeurs de γ

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

On prend : $\gamma = 3$ D'où : $F = 0.92$

Tableau II.25 : valeurs de α %

Période de retour	10	20	50	100	1000
<i>Pct(mm)</i>	36.87	41.00	46.32	50.25	63.44
α %	0.393	0.415	0.440	0.456	0.501

Tableau II.26 : valeurs de $Q_{\max p\%}$ (Formule de Sokolovski)

Période de retour	10	20	50	100	1000
<i>Pct(mm)</i>	36.87	41.00	46.32	50.25	63.44
$Q_{\max p\%}$:(m3/s)	30.39	36.54	44.79	51.09	73.23

c) Formule de Mallet-Gauthier

$$Q_{\max p\%} = 2K \log(1 + 20 \cdot P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \dots\dots\dots (\text{II-47})$$

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

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

S : Superficie du bassin versant [Km2].

L : Longueur du talweg principal [Km].

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

T : Période de retour [an].

Tableau II.27 : valeurs de $Q_{\max p\%}$ (Formule de Mallet-Gauthier)

Période de retour	10	20	50	100	1000
$Q_{\max p\%}$:(m3/s)	92.54	108.33	126.21	138.20	172.16

Tableau II.28 : récapitulatif des résultats de débit de crue.

Période de retour	10	20	50	100	1000
Giandotti	86.67	96.38	108.89	118.13	149.13
Sokolovsky	30.39	36.54	44.79	51.09	73.23
Mallet-Gautier	92.54	108.33	126.21	138.20	172.16

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont celle de **Giandotti** car elle est la plus proche de la moyenne

Tableau II.29 : Débits fréquentielles calculés

Période de retour	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	10	5	2	1	0.1
Q_{max} (m ³ /s)	86.67	96.38	108.89	118.13	149.13

II.5.1 Hydrogramme de crue [1]

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

- Volume de la crue;
- Durée de la crue;
- Débit maximum de la crue (débit de pointe).

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de SOKOLOVSKY qui divise l'hydrogramme en deux parties non symétriques, une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue.

- Pour le temps de montée :

$$Q_{montée} = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2 \dots\dots\dots (II-48)$$

➤ Pour la décrue :

$$Q_{\text{déc}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^3 \dots\dots\dots (II-49)$$

Q_{max} (%): Débit maximum de fréquence donnée.

Q_i : Débit instantané au moment (t).

t_m, t_d : Temps de montée et de décrue.

Temps de base: $t_b = t_m + t_d$

On considère généralement que: $t_d = 2t_m$, et $t_m = t_c$.

$t_m = t_c = 5.61$ h.

$t_d = 2 t_m = 11.22$ h.

$t_b = t_m + t_d = 16.83$ h.

Les résultats de calcul sont donnés à l'annexe (II.2)

Les hydrogrammes de crues sont représentés dans la figure II.11

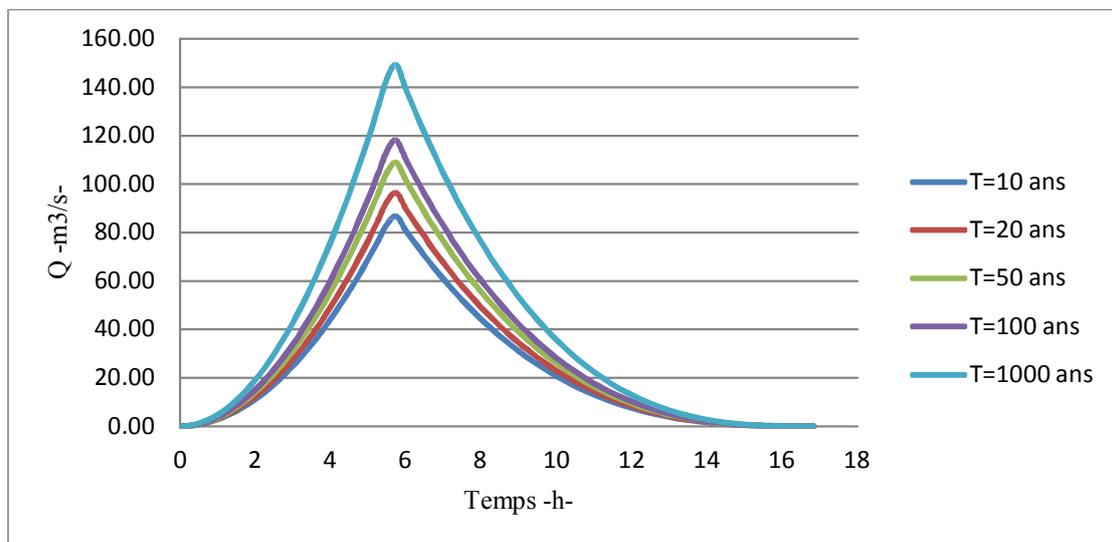


Figure II.11 : Hydrogramme de crue

II.5.2 Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue, autrement dit c'est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux. Donc la hauteur du

barrage, et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités du laminage.

Souvent la crue de projet considérée est la crue du débit de pointe maximal, mais il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues ; une crue moins pointue, mais plus étalée pourrait être plus défavorable. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre (100 et 1000 ans).

Le choix de la période de retour dépend du risque induit par la rupture du barrage. Cependant le risque global est lié aussi à la vulnérabilité de la vallée en aval (occupation de la zone susceptible d'être inondée en cas de rupture). Lorsque le barrage intéresse la sécurité publique la période de retour ne devra en aucun cas être inférieure à 100 ans.

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

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

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

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

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

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

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

- Le comité national Australien des grands barrages (CNAGB) ;
- CMAGREF.

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

- ✓ Méthode du GRADEX (gradient exponentiel) ;

- ✓ Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable-débits maximum probable).

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau II.30 : Catégories des dommages résultant des crues. [4]

Dommmages élevés	Dommmages importants	Dommmages faibles
Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d'autre centre d'activité à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe toutefois. Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées.
Pertes économiques considérables (dommages à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d'habitation, dommage au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval).	Pertes économiques appréciables. Dommages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques minimales. Bâtiments agricoles, terres et chemins vicinaux.
Le barrage est essentiel à l'activité économique et les réparations ne sont pas possibles.	Réparation possible du barrage. Disponibilité des sources de secours pour la fourniture en eau ou en électricité.	Réparation du barrage possible, pertes indirectes faibles.

Tableau II.31 : Crues de projet recommandées. [4]

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

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations, superficie, perméabilité, ...).

On doit calculer l'indice global "Ig" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a * I_d * I_r .$$

Avec:

I_a : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).

I_d : représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques.

I_r : représente les risques.

Si :

1/ Le risque est faible ($I_g = 1$), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2/ Le risque est moyen ($I_g = 2$), on dimensionne pour la crue centennale en vérifiant avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

3/ Le risqué est élevé, la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Tableau II.32 : Choix de la crue de projet [4]

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modéré)	Risque Important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyenne	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques Difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	$Q_{max}(1\%)+revanche$	$Q_{max} (1\%) +revanche$ majorée avec vérification pour $Q_{max} (0.1\%)$ et $Q_{max} (0.2\%)$	$Q_{max} (0.1\%)$

Pour notre cas, on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque moyen ($I_g = 2$) et on opte pour la crue millénaire :

D'où : $Q = Q_{\max, 1\%} = 118.13 \text{ m}^3/\text{s}$

La figure suivante représente l'hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour de 100ans.

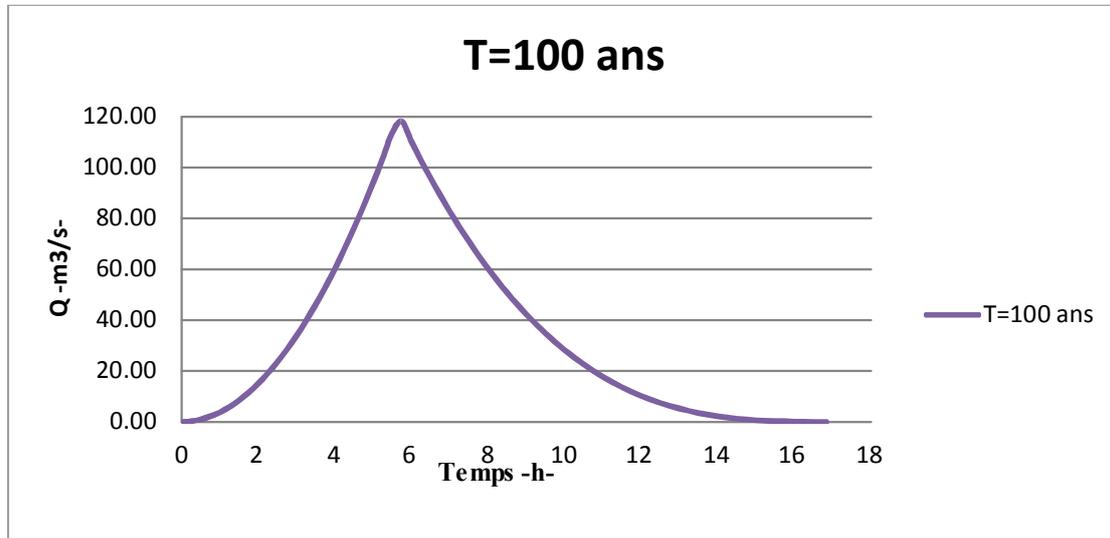


Figure II.12 : Hydrogramme synthétique pour la crue centennale

II.6 Régularisation [2]

L'étude de régulation vise à établir la relation Cote de retenue normale-degré de satisfaction de demande Irrigation, afin de proposer un volume utile de retenue.

II.6.1 Répartition mensuelle de l'apport A80%

Tableau II.33 : répartition mensuelle de l'apport annuel 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou
$A_{80\%}$ (Mm^3)	0.095	0.113	0.109	0.145	0.119	0.112	0.110	0.132	0.094	0.065	0.021	0.025
$A_{80\%}$ (%)	8.34	9.95	9.59	12.70	10.46	9.82	9.63	11.55	8.23	5.70	1.87	2.17

II.6.2 Répartition des besoins

Tableau II.34 : Répartitions saisonnières des demandes

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou
$A_{80\%}$ (Mm ³)	0.0183	0.0151	0	0	0	0	0	0.0242	0.0388	0.0732	0.0964	0.0913
$A_{80\%}$ (%)	5.64	4.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.22	11.58	21.85	28.78	27.25

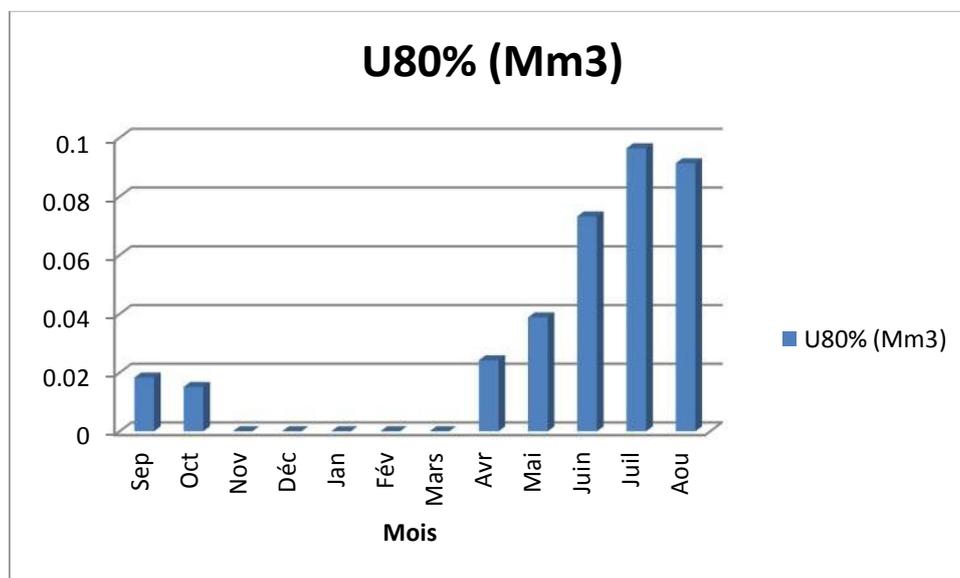


Figure II.13 : Répartitions mensuelle des besoins

II.6.3 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces» [2]

La cote minimale relevée sur l'axe du barrage est 1005 m et la cote maximale est 1030m, soit a priori une hauteur de 18.03m.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H$$

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

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

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

ΔV : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en m³

Tableau II.35 : Courbes topographiques et volumétriques.

côte(m)	S (km ²)	S _{moy} (km ²)	ΔH(m)	ΔV (hm3)	V (hm3)
1005	0				0
1010	0.008563	0.0042815	5	0.014272	0.014272
1015	0.030074	0.0193185	5	0.0965924	0.110864
1020	0.063014	0.0465440	5	0.2327200	0.343584
1025	0.0104487	0.0837505	5	0.4875250	0.762336
1030	0.154279	0.129383	5	0.6469150	1.4092520

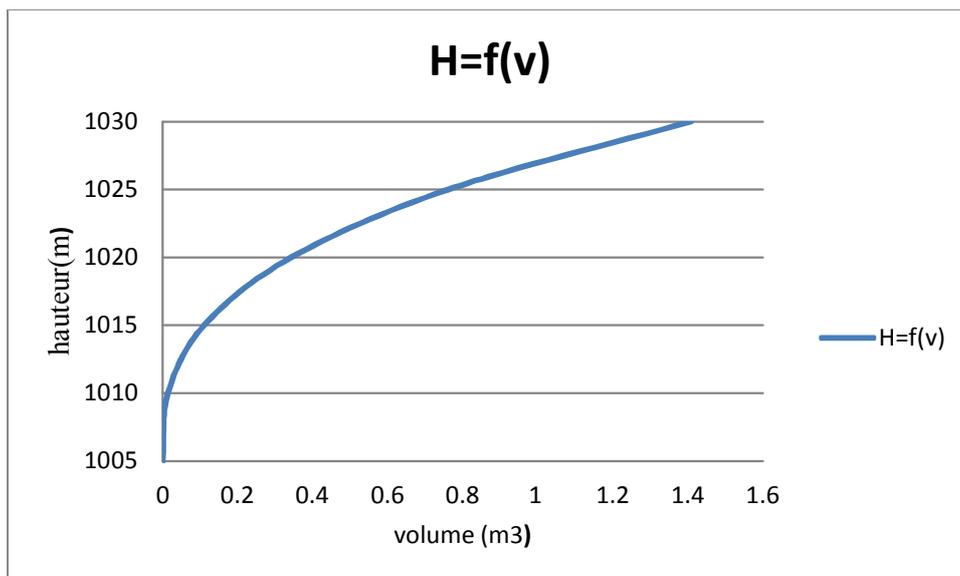


Figure II.14: Courbes «Hauteurs-Capacités-Volume

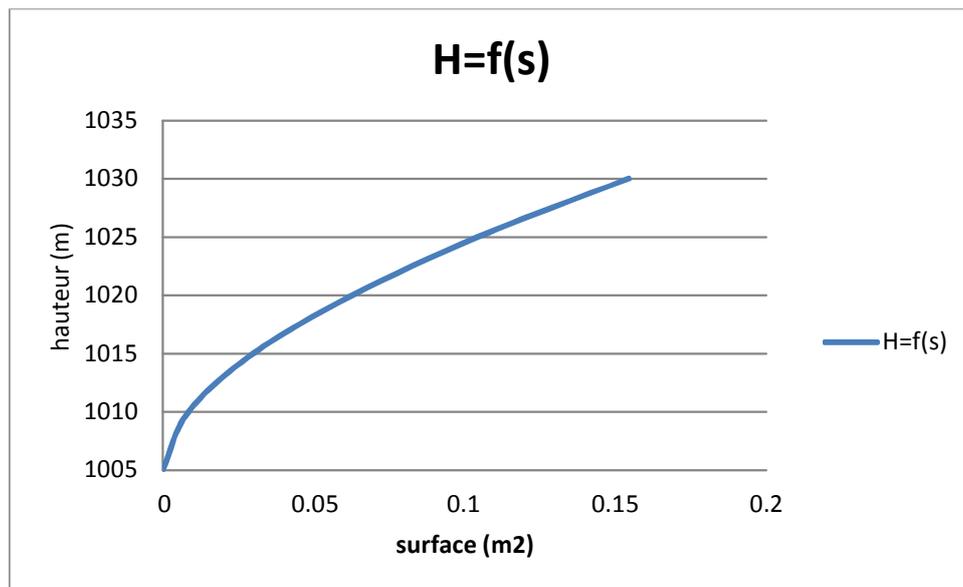


Figure II.15 : Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»

II.6.4 Calcul du volume utile [2]

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 "Vs" et "Vd" ;
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

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

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final.

V_{ri} : Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

II.6.4.1 Détermination de la période à bonne hydraulicité

Pour déterminer la période à bonne hydraulicité on calcule la différence entre les apports mensuels et la consommation mensuelle ; la période à bonne hydraulicité commence à partir du mois où on a la plus grande série des (+).

Tableau II.36 : Détermination de la période à bonne hydraulicité.

Mois	Jan	Fér	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sép	Oct	Nov	Déc
$A_{80\%}$	0.101	0.112	0.095	0.093	0.09	0.041	0.018	0.025	0.08	0.097	0.095	0.123
$U_{80\%}$	0	0	0	0.024	0.038	0.073	0.096	0.091	0.018	0.015	0	0
$A_{80\%}$ - $U_{80\%}$	+	+	+	+	+	-	-	-	+	+	+	+
	0.101	0.112	0.095	0.0068	0.0051	0.0322	0.0783	0.0063	0.0617	0.0819	0.095	0.123

D'après ce tableau : la période à bonne hydraulicité est celle du mois Sept jusqu'au mois Mai.

II.6.4.2 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes [2]

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 :

✓ 1^{ère} Consigne d'exploitation

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

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

✓ 2^{ème} Consigne d'exploitation

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

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans l'annexe (II.3)

$$S = A_{80\%} - U_{80\%} = 0.97 - 0.36 = 0.61 \text{ Mm}^3$$

$$S = 0.61 \text{ Mm}^3$$

$V_s = 0.669 \text{ Mm}^3$ et $V_d = 0.1768 \text{ Mm}^3$, $V_s > V_d$ donc la retenue fonctionne à un seul temps.

Alors : $V_u = V_d = 0.177 \text{ Mm}^3$

$$V_u = 0.177 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 0.127 + 0.177 = 0.304 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{NNR}} = 0.304 \text{ Mm}^3$$

$$\text{NNR} = 1018.00 \text{ m NGA}$$

II.6.4.3 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes [2]

Les pertes dans la retenue sont de deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

a) Pertes par évaporation [2]

On a: $V_{\text{ep}} = E_s \cdot S_{\text{moy}}$ (II-50)

V_{ep} : Volume perdu par évaporation.

E_s : Evaporation mensuelle (m).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen (V_{moy}), elle est déterminée sur la courbe $S=f(V)$. Cette courbe est représentée sur la figure(III-16).

$$V_{\text{moy}} : \text{volume moyen} \left[V_{\text{moy}} = \frac{V_{\text{rf},i} + V_{\text{rf},i+1}}{2} \right].$$

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

b) Pertes par infiltration [2]

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100} \dots\dots\dots (II-51)$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette

$$V_{\text{moy}} : \text{Volume moyen} \left[V_{\text{moy}} = \frac{V_{\text{rf},i} + V_{\text{rf},i+1}}{2} \right]$$

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

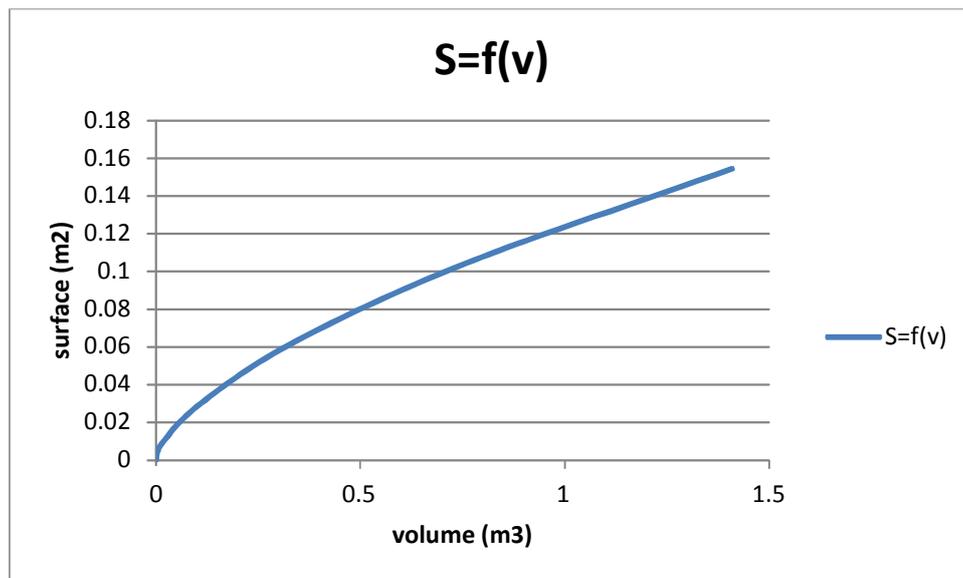


Figure II.16 : courbe volumétrique ($S=f(V)$).

Tableau II.37 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques

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

On pondre : $\delta=1.5\%=0.015$.

Tableau II.38 : Les volumes des pertes dans la retenue.

Mois	V _{moy} (Mm ³)	S _{moy} (Mm ²)	Es mm	V _{ep} (Mm ³)	V _{inf} (Mm ³)	$\pi = V_{evap} + V_{inf}$ (Mm ³)
Sep	0.158	0.036	0.134	0.005	0.002	0.007
Oct	0.230	0.048	0.072	0.003	0.003	0.006
Nov	0.287	0.057	0.046	0.003	0.004	0.006
Déc	0.304	0.060	0.028	0.002	0.004	0.005
Jan	0.304	0.060	0.015	0.001	0.004	0.005
Fév	0.304	0.060	0.028	0.002	0.004	0.005
Mar	0.304	0.060	0.062	0.004	0.004	0.007
Avr	0.304	0.060	0.074	0.004	0.004	0.008
Mai	0.304	0.060	0.107	0.006	0.004	0.010
Jun	0.288	0.057	0.160	0.009	0.004	0.013
Jul	0.232	0.049	0.215	0.011	0.003	0.013
Aou	0.160	0.037	0.207	0.008	0.002	0.010

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans l'annexe (II.4)

On a les résultats suivants :

$$\text{Excédent: } S' = A_{80\%} - U_{80\%} - \Pi = 0.516 \text{ Mm}^3$$

$$S' = 0.516 \text{ hm}^3$$

$V_s = 0.729 \text{ Mm}^3$ et $V_d = 0.213 \text{ Mm}^3$; $V_s > V_d$ donc la retenue fonctionne à un seul temps.

$$\text{Alors : } V'_u = V_d = 0.213 \text{ Mm}^3$$

$$V'_u = 0.213 \text{ hm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V'_{\text{NNR}} = V'u + V_m = 0.213 + 0.127 = 0.340 \text{ Mm}^3$$

$$V'_{\text{NNR}} = 0.340 \text{ hm}^3$$

c) Estimation de l'erreur

Les volumes des pertes sont considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante : $1\% < \varepsilon < 5\%$

Si cette condition n'est pas vérifiée on doit faire des itérations.

$$\zeta = \frac{V'u - Vu}{Vu} \cdot 100 \dots\dots\dots (II-52)$$

$$\zeta = \frac{0.213 - 0.176}{0.213} \cdot 100 \quad \zeta = 16.81\% > 5\% \text{ donc la condition n'est pas vérifiée.}$$

Conclusion donc on fait une deuxième approximation

d) La deuxième approximation

Les résultats donnent dans l'annexe (II.5)

$$\text{Excédent: } S' = A_{80\%} - U_{80\%} - \Pi = 0.510 \text{ Mm}^3$$

$$S' = 0.510 \text{ hm}^3$$

$V_s = 0.725 \text{ Mm}^3$ et $V_d = 0.215 \text{ Mm}^3$; $V_s > V_d$ donc la retenue fonctionne à un seul temps

Alors : $V''_u = V_d = 0.215 \text{ Mm}^3$

$$V''_u = 0.215 \text{ hm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V''_{\text{NNR}} = V''_u + V_m = 0.215 + 0.127 = 0.342 \text{ Mm}^3$$

$$V''_{\text{NNR}} = 0.342 \text{ hm}^3$$

NNR = 1020 m NGA.

e) Estimation de l'erreur

Les volumes des pertes sont considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante : $1\% < \varepsilon < 5\%$

Si cette condition n'est pas vérifiée on doit faire des itérations.

$$\zeta = \frac{V'u - Vu}{Vu} \cdot 100 \dots\dots\dots (II-53)$$

$$\zeta = \frac{0.215 - 0.213}{0.215} \cdot 100 \quad \zeta = 1.10\% < 5\% \text{ donc la condition est vérifiée.}$$

II.7 Laminage des crues [2]

Dans les petits bassins versants, les débits de crue instantanés sont souvent relativement élevés, mais le volume des crues est en général assez faible et les crues peuvent être laminées de façon appréciable par stockage dans la tranche disponible entre la cote du déversoir et celle des plus hautes eaux. Le débit qui passe dans l'évacuateur de crue (Q_e) est inférieur à celui de la pointe de la crue à l'entrée de la retenue (Q_c). L'effet de laminage de crue dépend de la forme de l'Hydrogramme de la crue entrant dans la retenue, de la capacité d'évacuation du déversoir de crue et de la forme de la partie supérieure de la retenue.

L'étude de laminage consiste soit à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue, les dimensions du déversoir (longueur déversant) étant fixées à priori, soit à déterminer les dimensions de l'évacuateur de crue, la hauteur maximale du plan d'eau au-dessus de l'évacuateur de crue étant fixée à priori.

En général, pour des raisons d'hydraulique, on adopte une hauteur du plan d'eau au-dessus du seuil des évacuateurs de crue à système de contrôle déversant comprise entre 0.5 et 3.00m.

L'étude doit être effectuée pour des crues de forme et de durée diverses afin de déterminer la cote maximale du plan d'eau et le débit maximal correspondant de l'évacuateur de crue dans les conditions les plus défavorables de laminage.

Ainsi, le calcul du laminage permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter 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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots (II-54)$$

Avec :

Q: Débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumulé à l'instant t est : $Q - q = S \cdot dh/dt$

Avec : dh/dt : Vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

IL existe plusieurs procédés de calcul, on peut citer quelques-unes

1. Méthode de Kotcherine ;
2. Méthode Step by step ;
3. Méthode graphique ;
4. Méthode d'Eier-Cieh ;
5. Méthode de Hidenblat ;
6. Méthode de Black More.

Dans notre étude on va utiliser la méthode de : **Kotcherine**.

❖ Méthode de Kotcherine [2]

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

- l'Hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ;
- les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire ;
- le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR) ;
- les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

II.7.1 Estimation du débit de crue laminée [2]

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{0.85Q\%} \right) \dots\dots\dots (II-55)$$

Avec :

V_F : Volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_C : Volume de la crue correspondant au $Q\%$ (m^3).

$Q\%$: Débit de la crue (m^3/s).

q_{lam} : Débit laminé

De cette relation se déduit le débit de crue laminée

$$q_{\text{lam}} = 0.85 * Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right) \dots\dots\dots (II-56)$$

Cette relation montre une réduction du débit de pointe de la crue au fur et à mesure que le niveau d'eau augmente dans la cuvette.

II.7.2 Estimation de la charge au dessus du déversoir [2]

En faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions que l'on définit, on analyse plusieurs variantes, Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcul alors avec la relation :

$$Q = m * b * \sqrt{2g} * H_0^{2/3} \dots\dots\dots (II-57)$$

Avec :

m : Coefficient de débit, dépendant de l'épaisseur du déversoir par rapport a la charge H, et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à 0,49.

g : Accélération de pesanteur;(g = 9,81m/s²).

b : Largeur de déversoir(m).

H : Charge sur le déversoir.

$$\text{On a aussi : } H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \dots\dots\dots (II-58)$$

Avec :

H₀: Charge globale.

V₀: vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule:

$$V_0 = \frac{Q}{S}$$

Avec: S = b*(H+p)

P : Hauteur de pelle.

Le débit laminée est calculé pour différentes charges "**H**" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "**b**". on fait varier H de (0.5 à 2.25 m) et b de (12à 26m).

Tableau II.39 : Données de départ pour la méthode de Kotcherine

Données	-	Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit (m ³ /s)	Surface (m ²)	Vitesse m/s	V _d (m ³)
G	9,81	12	0,5	9.21	24.00	0.38	0.344
A	1	14	0.75	19.74	31.50	0.63	0.345
2*g	19,62	16	1.00	34.73	40.00	0.87	0.347
(2.g) ^{0,5}	4,429	18	1.25	54.60	49.50	1.10	0.348
Q _{1%}	112.69	20	1.50	79.75	60.00	1.33	0.349
V _{1%}	2.95	22	1.75	110.54	71.50	1.55	0.351
M	0,49	24	2.00	147.33	84.00	1.75	0.353
		26	2.25	190.46	97.50	1.95	0.355

Tableau II.40 : Détermination de H0 et Q en fonction de b

H	V	h total	débit m3/s							
			M	12	14	16	18	20	22	24
m	m/s	M	12	14	16	18	20	22	24	26
0.5	0.38	0.51	9.42	10.99	12.56	14.12	15.69	17.26	18.83	20.40
0.75	0.63	0.77	17.60	20.53	23.46	26.40	29.33	32.26	35.20	38.13
1.00	0.87	1.04	27.56	32.15	36.75	41.34	45.93	50.53	55.12	59.71
1.25	1.10	1.31	39.14	45.66	52.19	58.71	65.24	71.76	78.28	84.81
1.50	1.33	1.59	52.22	60.92	69.63	78.33	87.03	95.74	104.44	113.14
1.75	1.55	1.87	66.70	77.82	88.93	100.05	111.17	122.28	133.40	144.52
2.00	1.75	2.16	82.50	96.25	110.00	123.75	137.50	151.25	165.00	178.74
2.25	1.95	2.44	99.54	116.13	132.72	149.31	165.90	182.49	199.08	215.67

Tableau II.41: Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue

H	V _d	q _{lam}	débit m ³ /s							
m	Mm ³	m ² /s	12	14	16	18	20	22	24	26
0.5	0.38	99.16	9.42	10.99	12.56	14.12	15.69	17.26	18.83	20.40
0.75	0.39	98.82	17.60	20.53	23.46	26.40	29.33	32.26	35.20	38.13
1.00	0.41	97.99	27.56	32.15	36.75	41.34	45.93	50.53	55.12	59.71
1.25	0.43	97.43	39.14	45.66	52.19	58.71	65.24	71.76	78.28	84.81
1.50	0.45	96.74	52.22	60.92	69.63	78.33	87.03	95.74	104.44	113.14
1.75	0.47	96.05	66.70	77.82	88.93	100.05	111.17	122.28	133.40	144.52
2.00	0.48	95.49	82.50	96.25	110.00	123.75	137.50	151.25	165.00	178.74
2.25	0.50	94.94	99.54	116.13	132.72	149.31	165.90	182.49	199.08	215.67

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation des graphes $H=f(Q,q)$, $V_d=f(Q,q)$ comme montre les figures II.7 et II.18.

Tableau III.42 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

b (m)	H (m)	NPHE (m)	q(m ³ /s)	V _{forcé} (Mm ³)
12	2.15	1022.15	96.00	0.495
14	1.95	1021.95	96.20	0.487
16	1.80	1021.80	96.40	0.478
18	1.65	1021.65	96.90	0.470
20	1.55	1021.55	97.20	0.460
22	1.46	1021.46	97.40	0.450
24	1.40	1021.40	97.60	0.442
26	1.30	1021.30	97.80	0.440

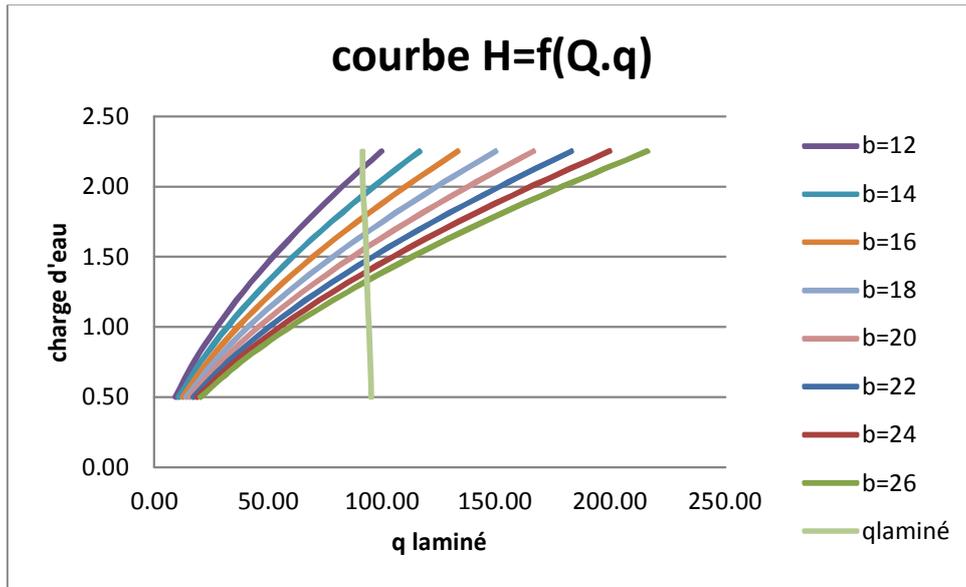


Figure II.17 : Courbes $H= f(Q,q)$

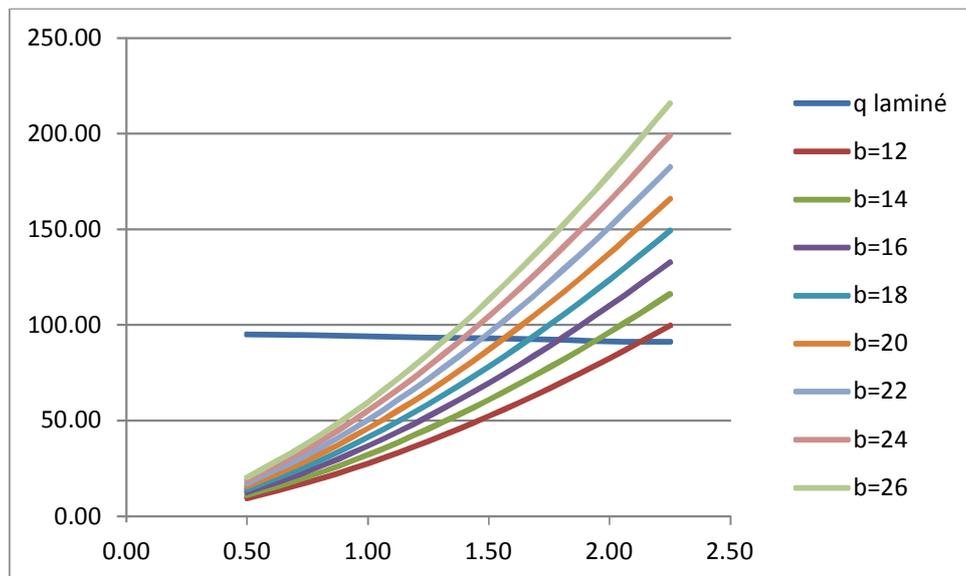


Figure II.18 : Courbes $V_d=f(Q, q)$

II.8 Etude d'optimisation

L'étude d'optimisation a pour objectif 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.

II.8.1 Calcul du coût approximatif de la digue [6]

En premier lieu on calcule le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \dots\dots\dots (II-59)$$

$$\text{Avec : } V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots\dots\dots (II-60)$$

V_i : Volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i , donnée par la formule :

$$S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \dots\dots\dots (II-61)$$

B_i : Largeur de base, donnée par :

$$B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b \dots\dots\dots (II-62)$$

m_1, m_2 : Fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i , donnée par :

$$H_i = \text{NNR-Cf} + R + h_{\text{dév}} + t \dots\dots\dots (II-63)$$

R : Revanche en (m).

$h_{\text{dév}}$: Hauteur déversante (m).

II.8.1.1 Calcul de la revanche [6]

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. Elle est donnée par la formule suivante :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (II-64)$$

Avec : H : Hauteur des vagues (m).

V : Vitesse des vagues (m/s).

$$V = 1,5 + 2 \cdot H \dots\dots\dots (II-65)$$

Pour la hauteur des vagues il existe plusieurs formules :

a) Formule de Stevenson

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (II-66)$$

Avec : F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch (F = 0.5 km).

b) Formule de Molitor

$$H = 0.75 + 0.032 \sqrt{U \cdot F} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots (II-67)$$

Avec : U : Vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 60 Km/h.

c) Formule de Mallet-Pacquant

$$H = 0.5 + 0.33 \sqrt{F} \dots\dots\dots (II-68)$$

Il existe aussi la formule simplifiée pour qui donne directement la revanche :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (II-69)$$

Tableau II.43: les différents résultats de la revanche.

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	0.77	3.04	1.05
Molitor	0.70	2.90	0.95
Mallet-Pacquant	0.73	2.97	1.00
Simplifiée	*	*	1.21

Pour des raisons de sécurité on prend : **R=1.21m**

III.8.1.2 calcul de largeur en crête [6]

a) Formule de Knapen

$$b_{cr} = 1,65 \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (II-70)$$

b) Formule de F-Preece

$$b_{cr} = (1,1\sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (II-71)$$

c) Formule simplifiée

$$b_{cr} = 3,60\sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (II-72)$$

Avec : H_b : Hauteur du barrage (m).

$$H_b = (NNR - C_f) + h_{dév} + R + T \dots\dots\dots (III-73)$$

Tableau II.44 : les hauteurs du barrage pour différentes charges déversées.

b (m)	$h_{dév}$ (m)	Q (m^3/s)	H_b (m)	b_{cr} (Knappen)	b_{cr} (Preece)	b_{cr} (simplifiée)	b_{cr} (moyenne)
12	2.15	96	18.86	7.35	5.90	6.75	6.67
14	1.95	96.2	18.66	7.32	5.88	6.72	6.64
16	1.80	96.4	18.51	7.29	5.86	6.69	6.61
18	1.65	96.9	18.36	7.26	5.84	6.67	6.59
20	1.55	97.2	18.26	7.24	5.83	6.65	6.57
22	1.46	97.4	18.17	7.22	5.82	6.63	6.56
24	1.40	97.6	18.11	7.21	5.81	6.62	6.55
26	1.30	97.8	18.03	7.19	5.80	6.61	6.53

On opte pour une largeur en crête : $b_{cr}=7m$

II.8.1.3 Calcul du volume de la digue pour les différentes hauteurs

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment. Le volume et le coût des différentes digues sont donnés dans le tableau ci-après.

Tableau II.45 : volume et coût de la digue pour différentes largeurs déversantes.

Largeur déversante (m)	Volume de la digue (m ³)	Coût de la digue (M.DA)
12	20633.93	115.55
14	19796.43	110.86
16	19103.57	106.98
18	18508.93	103.65
20	18055.36	101.11
22	17648.21	98.83
24	17333.93	97.07
26	16975.00	95.06

Remarque : Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 1 et 0.75 mètres, et pour Le prix du mètre cube du BCR est estimé à 5600 DA.

II.8.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues

II.8.2.1 Coût du déversoir

On va envisager le déversoir type « Creager » ce dernier 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.

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversant à l'aide de l'équation du profil donnée par l'expression suivante :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left| \frac{X}{H} \right|^{1,80} \dots\dots\dots (II-74)$$

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S \cdot b \dots\dots\dots (II-75)$$

S : Section transversale (m²).

b : Largeur déversante (m).

Tableau II.46 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs

Profil N°	b (m)	h _{dév} (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coûts (DA)
1	12	2.15	7.5	90	0.50
2	14	1.95	6.9	96.6	0.54
3	16	1.80	6.3	100.8	0.56
4	18	1.65	5.8	104.4	0.58
5	20	1.55	5.4	108	0.60
6	22	1.46	5.2	114.4	0.64
7	24	1.40	4.8	115.2	0.65
8	26	1.30	4.5	117	0.66

II.8.2.2 Coût du coursier

On opte pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement.

La longueur approximative du coursier est 52.25 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \dots\dots\dots (II-76)$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale à 0,5 mètres

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = \left(Q_{e, \max} \right)^{0,4} \dots\dots\dots (II-77)$$

Tableau II.47 : récapitulatif des coûts du coursier

largeur déversant (m)	q (m ³ /s)	b _c (m)	volume du béton (m ³)	Coût (Millions DA)
12	92.50	6.08	526.7857	2.95
14	92.55	6.09	530.3571	2.97
16	93.05	6.11	533.9286	2.99
18	93.45	6.12	539.2857	3.02
20	93.60	6.12	542.8571	3.04
22	93.90	6.13	544.6429	3.05
24	94.10	6.13	550	3.08
26	94.44	6.13	562.5	3.15

Tableau II.48: récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes

Barrage N°	b (m)	h (m)	H _b (m)	Digue (Millions.DA)	Déversoir (Millions.DA)	Coursier (Millions.DA)	Global (Millions.DA)
1	12	2.13	18.86	115.55	0.50	2.95	119.00
2	14	1.95	18.66	110.86	0.54	2.97	114.37
3	16	1.80	18.51	106.98	0.56	2.99	110.53
4	18	1.65	18.36	103.65	0.58	3.02	107.25
5	20	1.55	18.26	101.11	0.60	3.04	104.75
6	22	1.46	18.17	98.83	0.64	3.05	102.52
7	24	1.40	18.11	97.07	0.65	3.08	100.80
8	26	1.30	18.03	95.06	0.66	3.15	98.87

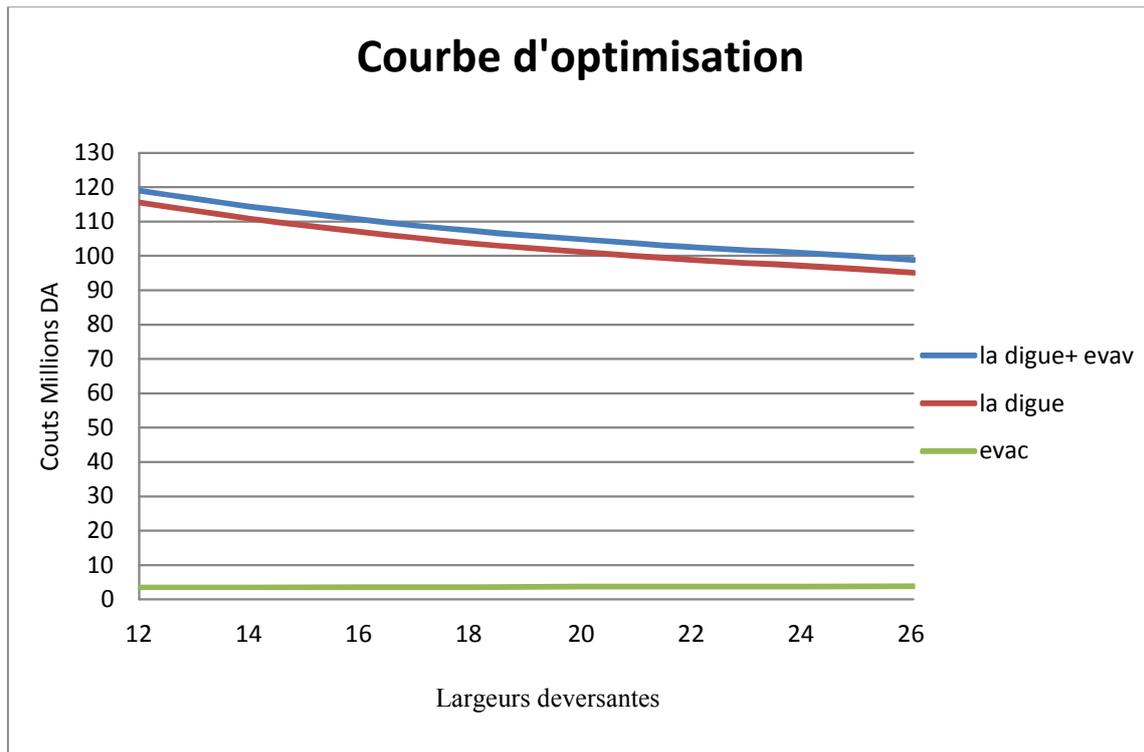


Figure II.19 : Courbe d'optimisation

Conclusion

Au vu de cette figure, 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 « $b = 26 \text{ m}$ » ce qui correspond à une hauteur déversée $h=1.30\text{m}$ et un débit laminé $Q = 97.80 \text{ m}^3/\text{s}$. avec une hauteur du barrage $H_b = 18.03\text{m}$.

II.8.3 laminage pour un déversoir de largeur $b=26\text{m}$ [2]

Connaissant cette largeur, on va calculer et tracer la courbe des débits déversants en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir en prenant un pas de 1 heures.

Tableau II.49 : Volumes et débits déversants.

Cote (m)	Hd	q	$1/2 \cdot q \cdot T$	V	$v+1/2 \cdot q \cdot T$ (Mm3)
	(m)	(m3/s)	(m3)	(Mm3)	
1020	0	0.00	0.00	0.342	0.34
1020.25	0.25	7.05	0.01	0.36	0.37
1020.5	0.5	19.95	0.04	0.378	0.41
1021.075	0.75	36.65	0.07	0.388	0.45
1021	1	56.43	0.10	0.412	0.51
1021.25	1.25	78.86	0.14	0.428	0.57
1021.5	1.5	103.67	0.19	0.448	0.63
1021.75	1.75	130.64	0.24	0.468	0.70
1022	2	159.61	0.29	0.484	0.77
1022.12	2.12	174.19	0.31	0.496	0.81

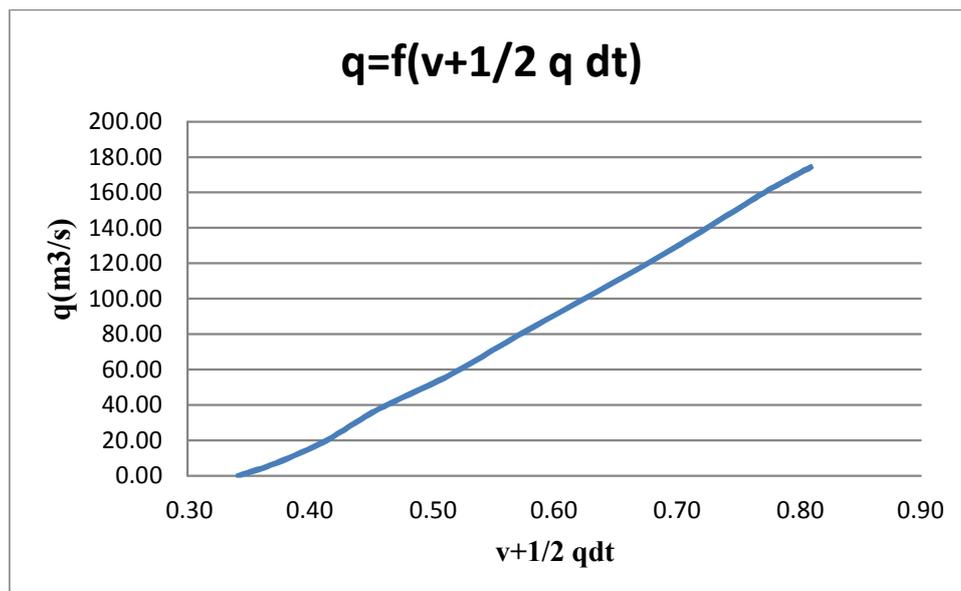


Figure II.20 : Courbe des débits déversant.

Tableau II.50 : Récapitulatif des caractéristiques du barrage

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	0.127
Volume utile saisonnier	Mm ³	0.215
Volume au NNR	Mm ³	0.342
Cote du fond	m. NGA	1005
Cote NNR	m .NGA	1020
Cote NPHE	m .NGA	1021.22
Cote en crête	m .NGA	1023.03
Largeur en crête	m	7
Largeur du déversoir	m	26

Conclusion :

Au terme de ce chapitre on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage, à savoir les caractéristiques hydro-morphologiques et hydro-morphométriques du bassin versant ainsi que les caractéristiques du futur barrage



Chapitre III :

Etude de variante

Introduction

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

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

Simultanément à la recherche des sites, on doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables, au vue des conditions et contraintes locales.

Les types de barrages peuvent être classés en deux catégories :

- Les barrages en remblai (terre, enrochement, avec parfois une partie en gabions) ;
- Les barrages rigides, en béton ; leur capacité de déformation est relativement faible.

III.1 Le choix du site du barrage [5]

L'axe du barrage est choisi sur la base de certaines conditions dictées par les critères économiques, sécuritaires et facilité d'exécution de l'ouvrage.

En plus de la topographie, la géologie et l'hydrologie sont toujours prises en considération quant au choix de l'axe.

En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

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

III.2 Choix du type de barrage

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

➤ **La topographie du site**

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

➤ **La morphologie de la vallée**

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

➤ **Les conditions géologiques et géotechniques**

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

➤ **Les matériaux de construction**

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

➤ **Les conditions socio-économiques**

Le choix de certains types d'ouvrages est quasiment conditionné par la possibilité de recourir à une main d'œuvre abondante. C'est en particulier le cas des barrages en maçonnerie ou en gabions.

III.3 Variantes susceptibles à projeter sur le site

La solution de barrage composé uniquement par une recharge en graviers, extraits du lit de l'oued et des terrasses avoisinantes, avec un noyau en argile, peut être exclue par le manque de ces graviers et par leur forte hétérogénéité lorsqu'ils sont présents.

Les types de barrage qui peuvent être envisagés sont donc :

- Variante 1 : Barrage poids en béton (béton compacté au rouleau BCR) ;
- Variante 2 : Digue en enrochement avec masque amont étanche ;
- Variante 3 : Digue en enrochement avec un noyau argileux.

III.3.1 Sections types du barrage des variantes proposées

a) Variante 1 (barrage en BCR)

Un parement amont vertical en béton armé coffré et un autre aval en marches D'escalier de pente moyenne $0V / 0.75H$. La fondation est à 2 m de profondeur dans les conglomérats massifs.

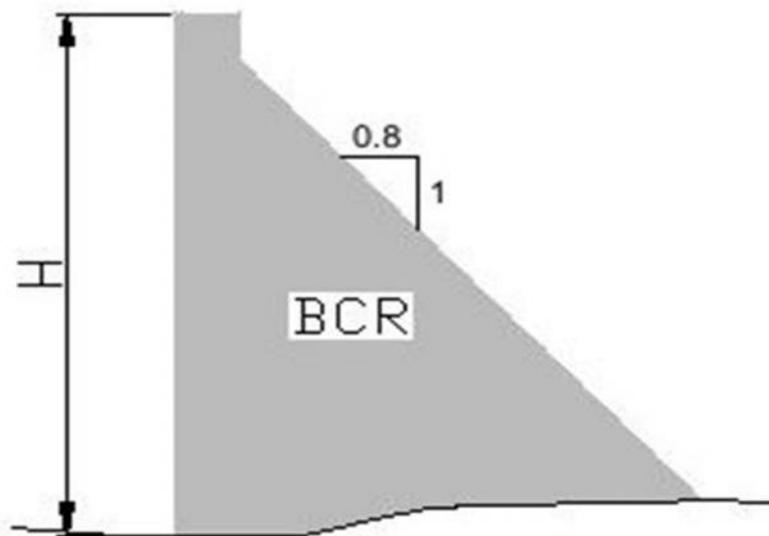


Figure III.1 : Coupe type d'un barrage poids en BCR

b) Variante 2 (digue en enrochement avec masque amont en béton armé ou béton bitumineux)

Deux parements amont et aval de pente $1.8H / 1V$.

La fondation de la digue est à la surface des conglomérats massifs.

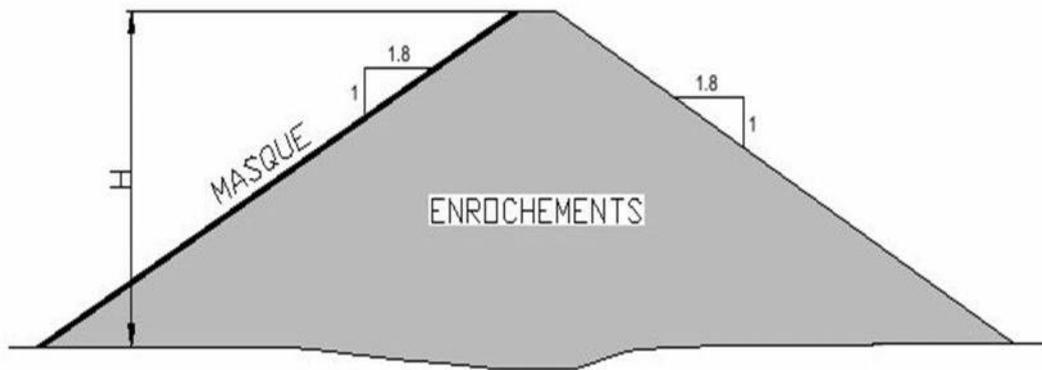


Figure III.2 : Coupe type d'une digue en enrochement avec un masque

c) Variante 3 : (Digue en enrochement avec un noyau argileux)

Deux parements amont et aval de pente 1.8 / 1.

La fondation de la digue est à la surface des conglomérats. Le niveau inférieur du noyau est à 3 m plus bas que la fondation.

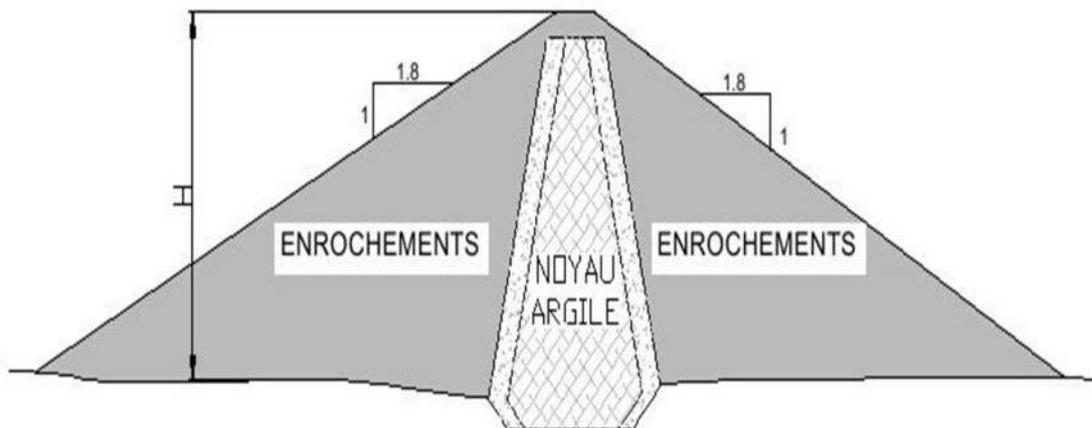


Figure III.3 : Coupe type d'une digue à recherche en enrochement avec un noyau centrale

III.4 Définition de profil général du barrage

III.4.1.1 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. Elle est donnée par la formule suivante :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (III -1)$$

Avec : H :Hauteur des vagues (m).

V :Vitesse des vagues (m/s).

$$V = 1,5 + 2 \cdot H \dots\dots\dots (III -2)$$

Pour la hauteur des vagues il existe plusieurs formules :

a) Formule de Stevenson

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (III -3)$$

Avec : F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch (F = 0.5 km).

b) Formule de Molitor

$$H = 0.75 + 0.032 \sqrt{U \cdot F} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots (III -4)$$

Avec : U : Vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 60 Km/h.

c) Formule de Mallet-Pacquant

$$H = 0.5 + 0.33 \sqrt{F} \dots\dots\dots (III-5)$$

Il existe aussi la formule simplifiée pour qui donne directement la revanche :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (III -6)$$

Tableau III.1: les différents résultats de la revanche

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	0.77	3.04	1.05
Molitor	0.70	2.90	0.95
Mallet-Pacquant	0.73	2.97	1.00
Simplifiée	*	*	1.21

Pour des raisons de sécurité on prend : **R=1.21m**

III.4.1.2 calcul de largeur en crête [5]

a) Formule de Knapen

$$b_{cr} = 1,65 \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III -7)$$

b) Formule de F-Preece

$$b_{cr} = (1,1\sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (III -8)$$

c) Formule simplifiée

$$b_{cr} = 3,60\sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (III-9)$$

Avec : H_b : Hauteur du barrage (m).

$$H_b = (NNR - C_f) + h_{dév} + R + T \dots\dots\dots (III-10)$$

$$H_b = 18.03m$$

On opte pour une largeur en crête : $b_{cr} = 7m$

III.4.3 La longueur en crête

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

$$L = 297.63m$$

III.4.4 Pentés des talus [5]

La pente des talus doit assurer la stabilité statique de ces talus. C'est-à-dire que les fruits de talus sont fixés par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. En ce qui concerne le massif, pour déterminer la pente des parements on se donne en général des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux, et on vérifie par la suite par calcul de stabilité. On prend le fruit de talus selon le type et la hauteur du barrage comme le montre le tableau ci-après :

Tableau III.2 : valeurs indicatives des fruits de talus

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

D'après le tableau qui donne les pentes des talus pour les barrages en remblai (cas des deux premières variantes) en fonction de la hauteur et de type de barrage. On choisit pour les calculs les pentes:

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

Pour la troisième variante le fruit de talus amont est nul et celui de l'aval est pris entre 0,75 et 0,85 et dans notre étude on prendra $m=0,75$.

Ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

III.4.5 Les bermes

Souvent on prévoit des bermes pour les barrages en remblai, qui auront un rôle dans l'optimisation des fruits de talus et d'autres objectifs tels que l'accès pour la réparation des talus et l'augmentation de stabilité. Les bermes sont de 2 à 4 m de largeur en cas de construction de route jusqu'à 6 m. elles ont des rigoles latérales dans le but de capture et d'évacuation des eaux des précipitations, et dans notre cas on prend une largeur de 3m pour chaque berme.

On utilise pas de bermes pour les barrages en béton.

III.4.5.1 Talus amont

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus.

III.4.5.2 Talus aval

Les bermes au talus aval servent à l'évacuation des eaux de ruissellement, donc nous avons proposé des bermes de largeur 3 m.

III.5 Le choix définitif du type du barrage

Le type d'ouvrage à construire est conditionné par la présence en quantité suffisante des matériaux de construction à proximité du site du barrage.

Pour assurer le bon choix du type du barrage, on doit passer par une étude technico-économique entre les trois variantes choisies et à la fin choisir le type adéquat pour la réalisation de notre barrage en prenant en considération les contraintes suivantes :

- La facilité de réalisation ;
- zones d'emprunts et leurs distances;
- existences de carrière de matériaux de construction ;
- Conditions climatiques (températures, précipitations,) ;
- sismicité ;
- volume des matériaux de construction ;
- dispositif d'étanchéité ;
- Technologie de réalisation, coûts.

III.5.1 Evaluation du prix total des différents matériaux

Dans cette présente étude nous allons calculer le volume de différents matériaux pour la construction du barrage pour les différentes variantes proposées. Et en se basant sur ces volumes ainsi que les prix unitaires adoptés par l'agence nationale des barrages et des transferts, nous déterminerons les coûts des de chaque variante ce qui nous permettra de faire notre choix définitif.

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

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 : H_{bi} : hauteur du barrage à la coupe « i ».

N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

N_{pi} : Côte du pied du barrage dans la section « i ».

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

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} * H_{bi}$$

Avec : b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

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

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

Avec : m_1 et m_2 ; fruits de talus amont et aval respectivement.

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

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i$$

$$\text{Avec : } V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * d$$

Avec : V_i : volume de la digue à la coupe « i »

S_i : surface de la digue à la coupe « i »

S_{i+1} : surface de la digue à la coupe « i+1 »

d : Distance horizontale séparant deux sections successives S_i et S_{i+1}

a) Barrage poids en béton (BCR)

Pour un barrage poids en BCR d'une hauteur de 18.03 m on prend les pentes des talus : $m_1=1$; $m_2=0.75$.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau III.3: coût de la digue (1ère variante).

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
			(DA)	(DA)
Excavation en terrain meuble	m ³	1800	295	531000
Excavation en terrain rocheux sans explosifs	m ³	2000	490	980000
Béton BCR pour barrage	m ³	40000	5600	224000000
Béton arme pour parement amont (e=0.75)	m ³	102	8000	816000
Coffrage lisse pour parement amont et aval	m ²	400	1500	600000
Montant total =226927000(Da)				

b) Digue en enrochement avec masque amont en béton armé ou béton bitumineux)

Pour un barrage avec masque amont en béton armé ou béton bitumineux, d'une hauteur de 18.03m en prend les pentes des talus: $m_1=3$; $m_2=2.5$.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau III.4: coût de la digue (2eme variante).

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
			(DA)	(DA)
Excavation en terrain meuble	m3	2200	295	649000
Excavation en terrain rocheux sans explosifs	m3	3000	490	1470000
Masque amont en béton bitumineux ou béton arme	m ²	38700	6000	239800000
Plinthe en béton arme	m3	200	6500	290700
Remblais rocheux	m3	600	2050	3152000
Montant total = 244449000 (Da)				

c) Digue en enrochement avec un noyau argileux

Pour un barrage en enrochement avec un noyau argileux d'une hauteur de 18.03 m en prend les pentes des talus: $m_1=3$, $m_2=2.5$.

Tableau III.5: coût de la digue (3eme variante).

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
			(DA)	(DA)
Excavation en terrain rocheux sans explosifs	m3	2200	490	1078000
Remblais pour filtre et drain	m3	2400	1180	2832000
Rip-Rap	m ²	39500	2050	80975000
Remblais rocheux	m3	42400	2050	86920000
Argile pour noyau	m3	38798	1500	58197000
Montant total =230002000(Da)				

Conclusion

Parmi les trois solutions techniquement faisables (barrage poids en béton, digue en enrochement avec masque en béton et digue en enrochement avec noyau argileux) la solution du barrage à digue en enrochement avec un noyau central en argile a été écartée par manque de matériaux.

Le barrage poids en béton BCR a été retenu pour des raisons économiques.



Chapitre IV :

Étude de stabilité

ENSH 2014

Introduction

Le barrage poids classique à parement amont vertical constitue un ouvrage très sûr conduisant majeurs à savoir : une très bonne qualité de fondation, sensibilité aux fortes, secousse sismique et à la surélévation du niveau d'eau dans la retenue. Ces trois inconvénients disparaissent si l'on incline suffisamment le parement amont avec évidemment en contrepartie l'augmentation du volume de la digue.

IV.1 Actions**IV.1.1 Actions permanentes [7]****Poids propre du barrage**

Le poids du barrage est représenté par une force verticale appliquée au centre de gravité. La densité du béton ou maçonnerie varie entre 2,2 et 2,4t/m³.

IV.1.2 Actions variables [7]**a) Poussée de l'eau**

Le barrage est soumis à la poussée de l'eau, c'est-à-dire à une pression variant linéairement avec la profondeur. La pression exerce une force perpendiculaire au parement amont, sa résultante comporte une stabilisatrice vers le bas quand le parement est incliné.

La densité d'une eau chargée en sédiment peut atteindre couramment 1.05 à 1.10t/m³ le niveau d'eau à prendre en compte est celui des plus hautes eaux lors de la crue de projet.

b) Sous pression sous la fondation

Il n'existe pas de matériaux totalement étanches, le corps du barrage et sa fondation sont sous l'effet de la différence de pression hydrostatique entre l'amont et l'aval soumis à des écoulements.

Pour un massif de fondation parfaitement homogène, la théorie montre que la sous-pression varie linéairement de l'amont vers l'aval.

c) Poussée des glaces

Cette action n'est à considérer sauf si l'environnement du barrage le justifie.

IV.1.3 Actions accidentelles [7]

Séisme

L'étude simple d'un effet sismique utilise un modèle pseudo-statique. Aux effets extérieurs habituels on ajoute :

- Une force horizontale vers l'aval appliquée au centre de gravité du barrage et proportionnelle au poids ;
- Une force verticale vers le haut proportionnelle au poids et correspondant aux accélérations verticales ;
- Un supplément de poussée hydrostatique.

IV.1.4 Autres efforts [7]

- Impact de corps flottants ;
- Précontraintes stabilisatrices ;
- Poids de l'eau déversant sur le parement aval, avec éventuellement une force centrifuge .

IV.2 Calcul de stabilité [7]

Les méthodes utilisées pour les barrages –poids consistent à considérer un plot de barrage comme un bloc indéformable soumis à des combinaisons des actions décrites ci-dessus.

En analyse successivement la stabilité au glissement, la stabilité au renversement et la stabilité interne.

On utilise bien entendu la géométrie réelle du barrage pour calculer les différents coefficients de sécurité.

Les formules ci-après sont toutefois établies pour des hypothèses simplificatrices :

- Parement amont vertical ;
- Epaisseur en crête nulle ;
- Parement aval constant de fruit égal à m.

Trois cas de chargement sont considérés examinés :

- Conditions normales (retenue au niveau normale) ;
- Conditions exceptionnelles (avec une retenue au niveau des plus hautes eaux) ;
- Conditions extrêmes (séisme combiné avec une retenue normale).

Les calculs sont effectués sans pondérations des sollicitations.

Tableau IV.1 Coefficients de sécurité [7]

	Conditions		
	Normales	exceptionnelles	extrêmes
Glissement Inclinaison de la résultante	1.33	1.1	1.05
Glissement Résistance au cisaillement	3 à 4	2 à 2.7	1.3 à 1
Renversement	1.5	1.25	1.1

Les vérifications pour ces critères de stabilité tiennent compte des sous pressions.

IV.3 Calcul des différentes charges [7]**IV.3.1 Calcul des charges verticales****a) Poids propre du barrage**

$$P_{pc} = \gamma_b S_{pc} b_p = \frac{1}{2} \gamma_b h_b^2 g m \dots \dots \dots (IV-1)$$

Avec :

P_{pc} : Poids propre du corps du barrage (tf)

γ_b : Poids volumique de béton (tf/m³)

S_{pc} : Aire du profil de déversoir (m²)

m: Fruit du talus = 0.75

h_b : Hauteur du barrage = 18.03m

$$P_{pc} = 1/2 * 2.4 * 18.03^2 * 9.81 * 0.75 = 8270.44$$

$$P_{pc} = 8270.44 \text{tf}$$

La figure ci-après représente les différentes contraintes agissantes sur le corps du barrage

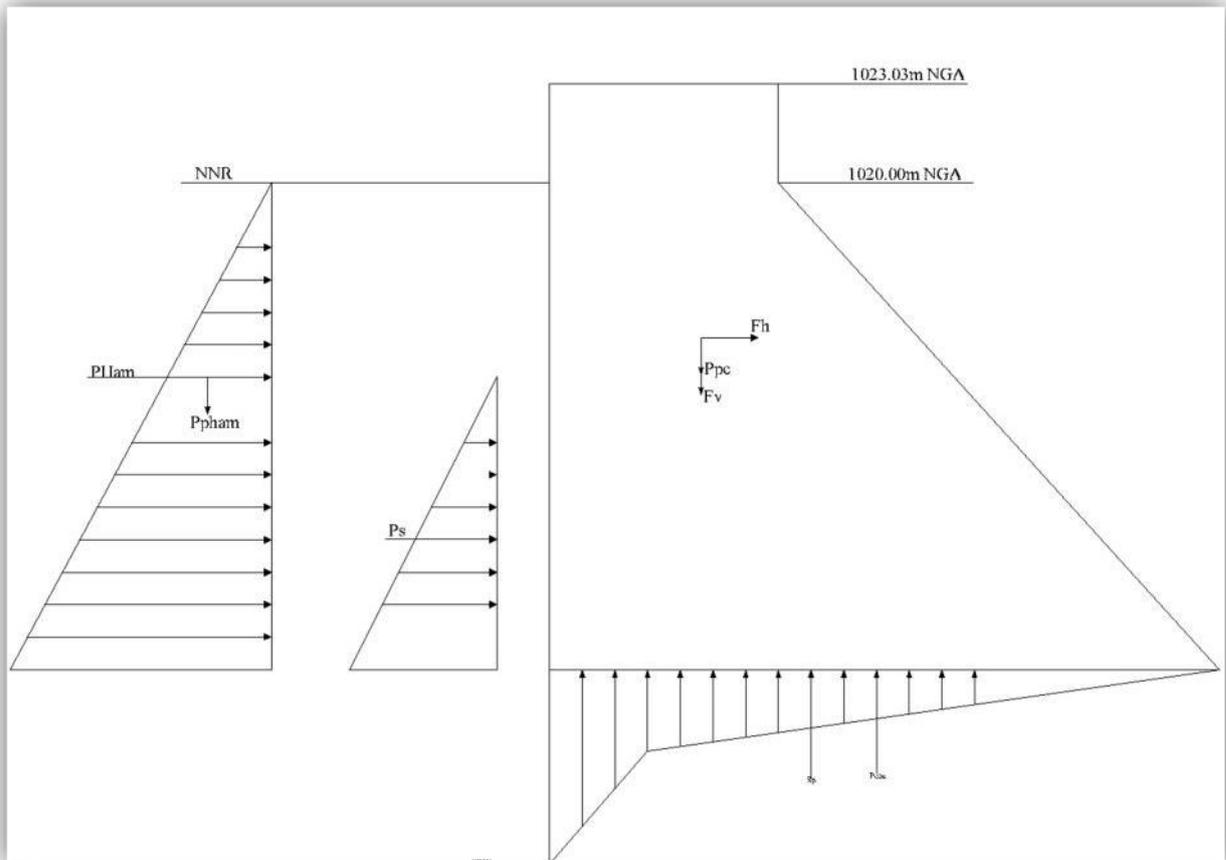


Figure VI.1 : les différentes charges agissantes sur le corps du barrage

b) sous pression hydrostatique

➤ **Conditions normales**

Pour ce calcul on considère que l'épure des sous pressions est triangulaire c'est-à-dire que les sous pressions varient linéairement entre l'amont et l'aval.

$$SP_1 = 1/2 \gamma_w g m h_{NNR}^2 \dots\dots\dots (IV-2)$$

Avec :

γ_w : Poids volumique de l'eau (tf/m3) = [1tf/m3]

$$SP_1 = 1/2 * 1 * 9.81 * 0.75 * 15^2 = 827.72$$

$$SP_1 = 827.72 \text{ tf}$$

➤ **Conditions exceptionnelles**

$$SP_2 = 1/2 \gamma_w g m h_{PHE}^2 \dots\dots\dots (IV-3)$$

Avec :

γ_w : Poids volumique de l'eau (tf/m3) = [1tf/m3]

$$SP_2 = 1/2 * 1 * 9.81 * 0.75 * 17.25 = 1094.66$$

$$SP_2 = 1094.66 \text{ tf}$$

c) poids de la colonne d'eau amont

➤ **Conditions normales :**

$$P_{ph1}^{am} = \gamma_w S_{h_{am}} b_p = \frac{1}{2} \gamma_w h_{NNR}^2 g m = SP_1 \dots\dots\dots (IV-4)$$

Avec

b_p : Largeur du barrage = m*h

$$P_{ph2}^{am} = 827.72 \text{ tf}$$

➤ **Conditions exceptionnelles**

$$P_{ph2}^{am} = \gamma_w S_{h_{am}} b_p = \frac{1}{2} \gamma_w h_{PHE}^2 g m = SP_2 \dots\dots\dots (IV-5)$$

$$P_{ph2}^{am} = 1094.66 \text{ tf}$$

IV.3.2 Calcul des charges horizontales [7]

a) Poussée hydrostatique à l'amont

➤ **Conditions normales**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$P_{h1}^{am} = 1/2 g h_{NNR}^2 \gamma_w \dots\dots\dots (IV-6)$$

$$P_{h1}^{am} = 1/2 * 9.81 * 15^2 * 1 = 1103.63$$

$$P_{h1}^{am} = 1103.63 \text{tf}$$

➤ **Conditions exceptionnelles**

$$P_{h2}^{am} = 1/2 g h_{PHE}^2 g \gamma_w \dots \dots \dots (IV-7)$$

$$P_h^{am} = 1/2 * 9.81 * 17.25^2 * 1 = 1459.54$$

$$P_{h2}^{am} = 1459.54 \text{tf}$$

b) Poussée des sédiments

$$P_s = 1/2 g h_s^2 \gamma_s \dots \dots \dots (IV-8)$$

Avec :

h_s : hauteur des sédiment dans le barrage = NVM = 9.2 m

γ_s : poids volumique des sédiments = 0.7 tf

$$P_s = 1/2 * 9.81 * 9.2^2 * 0.7 = 415.16$$

$$P_s = 415.16 \text{tf}$$

IV.3.3 Calcul de la charge sismique [7]

L'étude simple d'un effet sismique utilise un modèle pseudo-statique.

Aux effets extérieurs habituels, on ajoute :

a) Une force horizontale vers l'aval

Appliquée au centre de gravité du corps du barrage et proportionnelle au poids, le coefficient de proportionnalité α égal à 0.2 d'après chapitre 02

$$F_h = \alpha P_{pc} = 0.2 * 2870.44 = 574.03 \dots \dots \dots (IV-9)$$

Avec :

F_h : Force horizontale provoquée par le séisme

$$F_h = 574.03 \text{ tf}$$

b) Une verticale vers le haut

Proportionnelle au poids du barrage et correspondant aux accélérations verticales.

$$F_v = \alpha P_{pc} = 0.2 * 2870.44 = 574.03 \dots \dots \dots (IV-10)$$

$$F_v = 574.03 \text{ tf}$$

c) un supplément de poussée hydrostatique

L'effet de la mise en mouvement de l'eau de la retenue qui vient buter sur le barrage poids rigide a été étudié par plusieurs auteurs avec différentes hypothèses de géométrie, de déformabilité, la formule la plus simple est celle de Westergaad. Le supplément de poussée varie de façon parabolique depuis la surface de la retenue avec un coefficient de proportionnalité analogue à celui de la force horizontale.

$$\Delta P_{\text{eau}} = 0.875 g \gamma_w \alpha \bar{h} \dots \dots \dots (IV-11)$$

Avec :

ΔP_{eau} : Supplément de poussée hydrostatique

h : Hauteur du barrage = 18.03 m

$$\Delta P_{\text{eau}} = 0.875 \cdot 1 \cdot 9.81 \cdot 0.2 \cdot \overline{18.03} = 7.29 \text{ tf}$$

$$\Delta P_{\text{eau}} = 7.29 \text{ tf}$$

Tableau IV.2: Tableau récapitulatif des forces agissant sur le corps du barrage

Dénomination des forces	Désignation	Conditions Normales	Conditions exceptionnelles
Sous pression hydrostatique	SP	827.72	1094.66
Poids propre du corps	P_{PC}	2870.44	
Poids de la colonne d'eau amont	P_{ph}^{am}	827.72	1094.66
Poussée hydrostatique à l'amont	P_h^{am}	1103.63	1459.54
Poussée des sédiments	P_s	415.16	

Tableau IV.3 : Tableau récapitulatif des charges sismique

F_h	F_v	ΔP_{eau}
574.03	574.03	7.29

IV.4 Stabilité au Glissement [7]

Le phénomène à étudier correspond à un glissement du bloc supposé monolithique et indéformable sur la base [AB]. sous l'action des forces verticales et horizontales, le bloc de hauteur h , de largeur unité voir la planche N04

La stabilité au glissement est régie par la formule suivante :

$$\frac{F_v * \tan \theta + C_s}{\sigma_{FH}} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV-12)$$

F_v : Σ des charges verticales ;

F_H : Σ des forces horizontales ;

θ : Angle de frottement pris généralement = 45° ;

K_{adm} : Coefficient de sécurité ;

C_s : Cohésion = 0.5 MPa

IV.4.1 Conditions normales

$$\Sigma F_v = P_{PC} - SP + P_{ph}^{am} \dots\dots\dots (IV-13)$$

$$\Sigma F_v = 2870.14 - 827.72 + 827.72 = 2870.14$$

$$\Sigma F_v = 2870.14 \text{tf}$$

$$\Sigma F_H = P_h^{am} + P_s \dots\dots\dots (IV-14)$$

$$\Sigma F_H = 827.72 + 415.15 = 1242.87$$

$$\Sigma F_H = 1242.87 \text{tf}$$

$$\rightarrow \frac{2870.14 * 1 + 0.5}{1242.87} = 2.30 \geq K_{adm} = 1.33$$

La Stabilité au glissement dans les conditions normales de la retenue est vérifiée.

IV.4.2 Conditions exceptionnelles

$$\Sigma F_v = 2870.14 - 1094.66 + 1094.66 = 2870.14$$

$$\Sigma F_v = 2870.14 \text{tf}$$

$$\Sigma F_H = 1049.66 + 415.16 = 1509.81$$

$$\Sigma F_H = 1509.81 \text{tf}$$

$$\rightarrow \frac{2870.14 \cdot 1 + 0.5}{1509.81} = 1.91 \geq K_{\text{adm}} = 1.1$$

La stabilité au glissement pour une retenue au niveau des plus hautes eaux est vérifiée.

IV.4.3 Conditions extrêmes (cas d'un séisme)

$$\Sigma F_v = P_{PC} - SP + P_{ph}^{\text{am}} + F_v - \Delta P_{\text{eau}} \dots \dots \dots \text{(IV-15)}$$

$$\Sigma F_v = 2870.14 + 827.72 - 827.72 + 574.03 - 7.10 = 5732.98$$

$$\Sigma F_v = 5732.98 \text{tf}$$

$$\Sigma F_H = P_h^{\text{am}} + P_s + F_H = 1094.66 + 415.16 + 574.03 = 2083.84$$

$$\Sigma F_H = 2083.84 \text{tf}$$

$$\rightarrow \frac{5732.98 \cdot 1 + 0.5}{2083.84} = 2.75 \geq K_{\text{adm}} = 1.3$$

La stabilité au glissement dans des conditions extrêmes (présence d'un séisme) est vérifiée.

IV.5 Stabilité au renversement [7]

On étudie la possibilité de basculement par Rapport au pied aval du barrage. Le coefficient de stabilité au renversement est défini comme le rapport du moment, par rapport au pied aval, des forces stabilisatrices MS sur le moment des forces motrices MR. les moments sont exprimées en valeurs absolues.

$$\frac{MS}{MR} \geq K_{\text{adm}} \dots \dots \dots \text{(IV-16)}$$

Avec :

MS : moment des forces stabilisatrices

MR : moment des forces motrices ou renversantes

Les bras de levier sont calculés par rapport au point B au pied aval du barrage.

IV.5.1 Conditions normales

$$MS = P_{PC} * 2/3mh \dots\dots\dots (IV-17)$$

$$MS = 2870.14 * 0.75 * 18.03 * 0.67 = 25874.31$$

$$MS = 25874.31 \text{ tf m}$$

$$MR = P_h^{am} * 1/3mh + SP * 2/3mh + P_s * 2/3 h_s \dots\dots\dots (IV-18)$$

$$MR = 1103.63 * 0.75 * 18.03 * 0.33 + 827.72 * 0.67 * 0.75 * 18.03 + 415.15 * 0.67 * 9.2 = 14983.06$$

$$MR = 14983.06 \text{ tf m}$$

$$\rightarrow \frac{25874.31}{14983.06} = 1.73 \geq K_{adm} = 1.5$$

La Stabilité au renversement dans les conditions normales de la retenue est vérifiée.

IV.5.2 Conditions exceptionnelles

$$MS = P_{PC} * 2/3mh$$

$$MS = 2870.14 * 0.75 * 18.03 * 0.67 = 25874.31$$

$$MS = 25874.31 \text{ tf m}$$

$$MR = P_h^{am} * 1/3mh + SP * 2/3mh + P_s * 2/3 h_s$$

$$MR = 1459.54 * 0.75 * 18.03 * 0.33 + 1094.66 * 0.67 * 0.75 * 18.03 + 415.15 * 0.67 * 9.2 = 18989.77$$

$$MR = 18989.77 \text{ tf m}$$

$$\rightarrow \frac{25874.31}{18989.77} = 1.36 \geq K_{adm} = 1.25$$

La stabilité au renversement pour une retenue au niveau des plus hautes eaux est vérifiée.

IV.5.3 Conditions extrêmes

$$MS = P_{PC} * 2/3mh + F_v * 2/3mh \dots \dots \dots (IV-19)$$

$$MS = 2870.14 * 0.75 * 18.03 * 0.67 + 574.03 * 0.75 * 18.03 * 0.67 = 31049.17$$

$$\mathbf{MS = 31049.17 \text{ tf m}}$$

$$MR = P_h^{am} * 1/3mh + (SP + \Delta P_{eau}) * 2/3mh + P_s * 2/3 h_s + F_H * 1/3mh \dots \dots \dots (IV-20)$$

$$MR = 1103.63 * 0.75 * 18.03 * 0.33 + (1094.66 + 7.29) * 0.75 * 18.03 * 0.67 + 415.15 * 0.67 * 9.2 +$$

$$574.03 * 0.33 * 0.75 * 18.03 = 20029.17$$

$$\mathbf{MR = 20029.17 \text{ tf m}}$$

$$\rightarrow \frac{31049.17}{20029.17} = 1.55 \geq K_{adm} = 1.1$$

La stabilité au renversement dans des conditions extrêmes (présence d'un séisme) est vérifiée.

Conclusion

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissibles avec et sans séisme.

Donc la stabilité de notre digue est assurée.



Chapitre V :

Dimensionnement des ouvrages annexes

Introduction

Les barrages réservoirs sont généralement équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres, en utilisant pour ce but, la charge hydraulique effective disponible (dans les limites d'un court tronçon du lit naturel ou artificiel).

Les dimensions en plan et en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que les conditions de réalisation et d'exploitation.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue seront.

- L'ouvrage de vidange de fond ;
- L'ouvrage de prise d'eau ;
- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.

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 de point de vue (fonctionnement - économie).

La prise d'eau, la vidange de fond et l'évacuateur de crue sont tous incorporés dans le corps de barrage.

V.1 Ouvrage de Prise d'eau

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normale de la retenue et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination (AEP ou Irrigation).

V.1.1 Type de prise**a) Prise d'eau en charge**

Ce type est représenté par une conduite sous remblai 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 de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de 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.

V.1.2 Choix de la variante

Les prises d'eau assurent l'approvisionnement pour l'irrigation et pour . Le principe est de disposer de plusieurs prises à différents niveaux afin de pouvoir suivre au mieux les fluctuations du plan d'eau et ainsi, en activant la prise au niveau le plus approprié, de capter l'eau de la meilleure qualité possible. Celle-ci se trouve, en général, dans la tranche située entre 10 et 15 m en dessous de la surface du plan d'eau. Soit donc 3 niveaux de prise (variante N° 3 : Tour de prise).

V.2 Ouvrage de vidange

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, elle est dimensionnée pour vider la retenue en 10 jours en cas d'urgence. Elle sert également à purger, de temps en temps, les sédiments qui s'accumuleront au pied des prises et de la vidange de fond afin d'augmenter la pérennité de ces organes (envasement).

Rôle de la vidange de fond :

- assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constaté sur l'ouvrage ;
- abaisser le niveau de la retenue, éventuellement de vider le bassin afin de procéder à des réparations ou à des inspections ;
- transiter une partie des débits de crue, le règlement d'exploitation prévoit d'ouvrir en premier la vidange du fond, par ce procédé, on espère évacuer une bonne partie des apports solides sous forme de courant de densité ;

- Assurer l'irrigation des périmètres agricoles pendant les mises hors services des turbines ;
- maîtriser le niveau de la retenue lors de la première mise en eau ;
- servir de dérivation provisoire pendant la phase finale de construction.

V.2.1 Type de vidange

a) Conduite de vidange en charge

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

b) Conduites à écoulement libre

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier ;
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2) m de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

c) ouvrages de vidange à batardeau

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

V.2.2 Choix de la variante

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage donc on ne peut retenir que la conduite de vidange.

La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien.

La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.

La variante de l'ouvrage à retenir est celle d'une conduite en charge

V.2.3 Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange

Pour tous les dispositifs de vidange, il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (crépine surélevée ou dans un puits, ou bien grille et enrochements) et d'autre part un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter des affouillements. Dès que $H^2 V^{0.5} > 30$, le diamètre adopté doit permettre de diviser par deux le volume d'eau en moins de 8 jours, le calcul étant fait sans tenir compte des apports naturels.

V.2.4 Recommandations modulées (dispositif minimum)

Elles concernent le type de conduite, son diamètre, le nombre et la position des vannes. Les dispositions minimales préconisées sont regroupées dans le tableau suivant

Tableau V.1: type de vidange de fond en fonction de $H^2 V^{0.5}$

$H^2 \cdot \sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
≤ 30	PVC ou Acier	(160 – 200) 300 en Acier	Une vanne en aval
30 à 100	Acier	300 - 400	
100 à 300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	Une vanne de garde amont et une vanne avale
300 à 700		600 – 800	
700 à 1500		800 - 1200	
≥ 1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne de réglage en avale.

H : Hauteur du barrage en [m]. V : Volume d'eau stocké en [M m³].

On a H= 18.03m

V= 0.342Mm³

Donc $H^2 V^{0.5} = 100 < 190.10 < 300$

V.2.5 Calcul de la vidange de fond

Dans ce cas vidange de fond est une conduite en charge, en Acier galerie de visite) a la côte 1007 m NGA

V.2.5.1 Calcul hydraulique de la conduite de vidange

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue et du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots \dots \dots (V-1)$$

V_u : volume utile en [m³]. on $V_u = 0.342 \text{ Mm}^3$.

T : Temps de vidange ($10 < T < 21$), on prend $T = 10$ jours.

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

$$Q_{vf} = \frac{0.342 \cdot 10^6}{10 \cdot 86400} + \frac{1.89 \cdot 10^6}{31536000} = 0.46 \text{ m}^3/\text{s}$$

V.2.5.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \dots \dots \dots (V-2)$$

D'où :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}}$$

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m³/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et le niveau aval en (m)

$H = 15 \text{ m}$

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0,8 - 0,85]$.

$$S = \frac{0.46}{0,85 \cdot \sqrt{19.62 \cdot 15}} = 0.031 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.031}{3.14}} = 0.199 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : $D_{vf} = 200 \text{ mm}$

a) Correction du coefficient de débit μ

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \dots \dots \dots (V-3)$$

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

b) Coefficients des pertes de charge linéaires :

$$\xi_{\text{lin}} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \qquad \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

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 [$D = 200 \text{ mm}$];

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 12,25 \text{ m}$).

$$\lambda = 0,042 \qquad \xi_{\text{lin}} = 2,56$$

c) Coefficient de pertes des charges singulières

On a :

$$\xi_{\text{Entrée}} = 0,5 \quad , \quad \xi_{\text{sortie}} = 1 \quad , \quad \xi_{\text{vannes}} = (0,1 + 0,1) = 0,2 \quad ,$$

Donc: $\sum \xi_s = 1,7$.

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (2,56 + 1,7)}} = 0,44 ;$$

$$S = \frac{0,46}{0,44 \times \sqrt{19,62 \cdot 15}} = 0,061 \text{ m}^2.$$

$$D'_{\text{ou}}: D_{\text{vf}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,061}{\pi}} = 0,278 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : $D_{\text{vf}} = 300 \text{ mm}$.

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_s = \frac{Q_{\text{vf}}}{S_{\text{con}}} \qquad V_s = \frac{0,45}{0,061} = 5,47 \text{ m/s}$$

V.3 la prise d'eau

Les ouvrages de prise dans des barrages, devraient être conçus de manière à provoquer le minimum de perturbations dans la conduite d'amener, généralement on peut distinguer les prises d'eau à grande profondeur, des prises d'eau à faible profondeur. Les prises sur des cours à lit mobil sont exclus.

V.3.1 Types des prises d'eau à but agricole

Les deux types principaux d'ouvrage de prise sont :

- a) Le siphon ;
- b) La conduite enterrée.

a) Le siphon

C'est une option intéressante qui présente des avantages non négligeables. C'est tout d'abord une solution nécessitant un investissement inférieur au cout d'une conduite enterrée de même capacité. On peut en particulier en équiper des barrages anciens dépourvus initialement d'ouvrage de prise.

Enfin, le siphon c'est un système simple, souple d'utilisation, mais qui peut présenter l'inconvénient de se désamorcer fréquemment (notamment par une mauvaise fermeture du clapet amont).il faut également se souvenir que la hauteur d'aspersion est limitée à 7 ou 8m au maximum. Les prises par siphon seront donc obligatoirement réservées à des petits barrages

b) La conduite enterrée

La conduite enterrée est l'ouvrage de prise le plus utilisé actuellement en milieu rural, fonctionnant dans la majorité des cas en charge.

La position amont est techniquement préférable car, elle permet de ne pas laisser la conduite en charge. Elle est cependant plus couteuse que la position aval.

Elle nécessite généralement la construction d'une tour de prise, où est logé le système de vannes, et d'une passerelle.

Le diamètre de la conduite doit être calculé en fonction du débit demandé par le périmètre irrigué. En cas d'absence des renseignements plus précis, on pourra retenir comme débit d'équipement 5 (l/s/ha).

V.3.2 Choix de type de prise

Les prises d'eau flottantes ou multiples nécessitent des mécanismes très importants, ils ne sont pas économiques. Les conditions pour projeter un siphon ne sont pas disponibles, car il faut que la hauteur d'aspersion soit limitée à 7 ou 8m au maximum.

La conduite de prise enterrée sa peut être pose des problèmes d'infiltration, et nécessite des écrans anti renard pour assurer l'étanchéité des fondations.

Tous ces problèmes nous ont conduits à une solution simple et facile à réaliser. On a opté pour une conduite en acier à travers le corps du barrage à la côte 1007 m NGA posé avec la vidange de fond dans la galerie de visite.

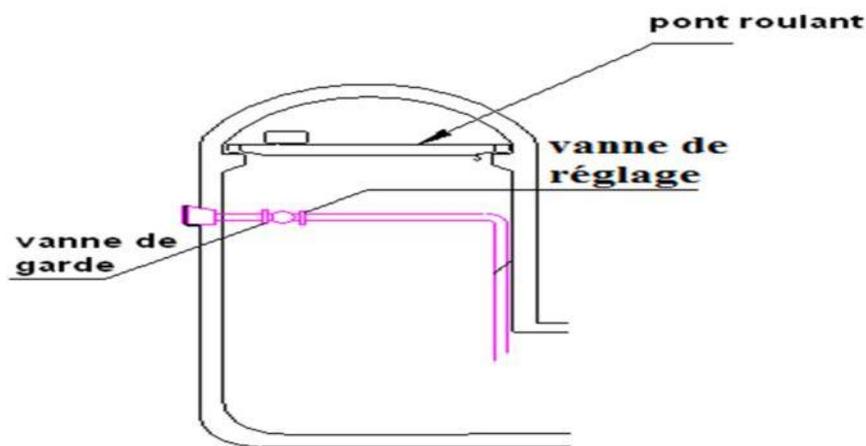


Figure V.1: Schéma explicative d'une prise d'eau

V.3.3 Calcul hydraulique de la conduite de prise d'eau

Le but de la conduite est le prélèvement d'un débit destiné à l'irrigation des régions situées l'aval de la retenue.

Le but de la conduite est le prélèvement d'un débit destiné à l'irrigation des régions Situées à l'aval de la retenue.

La distribution mensuelle de la demande est représentée dans le tableau ci-après :

Tableau V.2 : La distribution mensuelle de la demande

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
Besoins (Mm ³)	0.0183	0.015	0	0	0	0	0	0.024	0.038	0.073	0.096	0.091	0.018

La détermination de la dimension de la conduite de prise se fera suivant le débit maximum demandé à l'aval. D'après la répartition mensuelle de la consommation on a le volume maximum est de $V_{\max} = 0.096 \text{ Mm}^3$

a) Calcul du débit maximum

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} \dots\dots\dots (V-4)$$

T : temps de prise (T=31 jours à raison de 12 heures par jour).

D'ou : $Q_{\max} = 0.036 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \dots\dots\dots (V-5)$$

μ : coefficient de débit $\mu = 0,3$.

S : section de la conduite en m^2 .

H = 15 m

$$S = \frac{Q}{\mu \sqrt{2gH}}$$

On trouve : $S = 0.011 \text{ m}^2$.

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots\dots\dots (V-6)$$

$D = 0.12 \text{ m} = 120 \text{ mm}$.

On prend un diamètre normalisé : $D = 125 \text{ mm}$

b) Correction de la valeur de coefficient μ

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i}} \dots\dots\dots (V-7)$$

c) Perte de charge singulière

$\sum \xi_s$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières elles sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

d) pertes de charge linéaires

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D} \qquad \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

λ : Coefficient de perte de charge;

n : Coefficient de rugosité [$n = 0,014\text{m}^{1/3} \cdot \text{s}$];

L : longueur de la conduite de prise d'eau en [m] ($l = 12.25$ m).

$$\lambda = 0,041$$

$$\xi_{\text{Lin}} = 4.72$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 4.72}} = 0.418.$$

$$S = \frac{0.03}{0,418 \times \sqrt{19.62 \cdot 15}} = 0,0086\text{m}^2.$$

$$D'_{\text{ou}}: D_{\text{vf}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.0083}{\pi}} = 0,101 \text{ m}.$$

On prend un diamètre normalisé : $D_{\text{vf}} = 125$ mm

La conduite étant en acier de diamètre 125 mm.

e) Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

On a: $V = Q/S$.

$$V = 4.53\text{m/s}.$$

Conclusion

La conduite de prise de diamètre de 125 mm, sera édifiée encore en tête de la dérivation. Le prélèvement des eaux s'effectue à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort, 1016m NGA. Les organes de commandes seront regroupés avec ceux de la vidange au pied aval de la digue.



Chapitre VI :

Dimensionnement de l'évacuateur de crue

Introduction

L'évacuateur des crues est un ouvrage à seuil libre avec un déversoir est à crête rectiligne. Il est dimensionné afin d'éviter toute submersion de la digue engendrant une perte de l'ouvrage vu le risque important de rupture.

Ainsi, l'ouvrage doit permettre le déversement du débit maximum haut delà de la côte maximale des eaux au niveau de la retenue normal. Leur classification se base sur différents critères cités ci-dessous.

VI.1 Classification des évacuateurs des crues

VI.1.1 Selon le type de fonctionnement hydraulique

- Evacuateur de surface.
- Evacuateur en charge.
 - ✓ Forme puits ;
 - ✓ Forme siphon sommaire pour petit barrage ;
 - ✓ Forme siphon à faible charge et fort débit.

VI.1.2 Selon L'emplacement par rapport à la digue

- Evacuateur central.
 - ✓ posé sur la digue ;
- Evacuateur latéral.
 - ✓ à entonnement frontal ;
 - ✓ à entonnement latéral.

VI.2 Critères de choix de l'évacuateur des crues

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont:

- la sûreté et la sécurité de fonctionnement ;
- les difficultés de réalisation ;
- les exigences typographiques du site ;
- les exigences géologiques du site ;
- la facilité d'entretien ;
- le coût de l'ouvrage.

VI.3 Choix du type de l'évacuateur des crues

Le choix du type d'évacuateur, son emplacement et son dimensionnement sont des questions essentielles dans la conception d'un barrage. Dans la plupart des régions d'Afrique, les débits de crue peuvent atteindre des valeurs considérables. La prise en compte de l'effet de laminage permet souvent de dimensionner les déversoirs au plus juste. Il n'en reste pas moins que la plupart du temps le choix s'orientera vers des évacuateurs de surface. Les tulipes ou les siphons, que l'on citera pour mémoire, sont en outre très vulnérables face aux risques élevés de transports de corps flottants.

Quel que soit le dispositif adopté, il résultera de toute façon de compromis : entre la sécurité vis à vis des risques hydrologiques et l'enveloppe financière allouée au projet, entre les activités à l'aval et son implantation au sein du barrage.

VI.4 Conclusion

Selon la topographie et la géologie de notre site, le choix est arrêté pour dimensionnement d'une Evacuateur de crue à surface libre, posé sur la digue, équipé d'un déversoir standard (profil Creager) et un coursier lisse. Avec un bassin dissipation type USBR

Cet ouvrage présente beaucoup d'avantage à savoir :

- Pas risque de saturation ;
- Il supporte une grande charge sur le déversoir ;
- Une bonne sécurité ;
- Un bon rendement.

VI.5 Dimensionnement hydraulique

Avant de procéder aux calculs hydrauliques, on doit vérifier la fiabilité de l'évacuateur de crues avec sa longueur déversant de 60m 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 et même inférieur à celle du noyau, donc on n'aura aucun risque de submersion.

Les calculs hydrauliques seront donc établis pour la même largeur déversant (26 m) et pour la même charge ($h_{dév} = 1,3$ m) et le même débit déversant ($97.80 \text{ m}^3/\text{s}$).

VI.6 Données de départ :

- Longueur déversant : $L = 26 \text{ m}$
- Débit évacué: $Q_{\text{dév}} = 97.80 \text{ m}^3/\text{s}$
- Charge hydraulique : $H = 1.3\text{m}$
- Côte de la retenue normale : $\text{NNR} = 1020 \text{ m}$
- Coefficient de rugosité pour le béton: $0,014 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ (rugosité équivalente en sable)

VI.6.1 Le déversoir :

Une pile profilée de trois mètres de large sépare les deux passes.

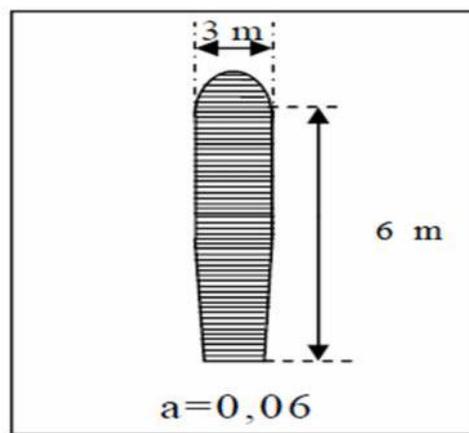


Figure VI.1 : Dimension de la pile

VI.6.1.1 Détermination de la charge déversant :

La valeur du coefficient du débit sera fixée au début, en prévoyant un seuil à paroi mince et profil de type creager.

Pour un écoulement a surface par- dessus un déversoir le débit est :

$$Q_{\text{max}} = \varepsilon m \sigma_s B H_0^{3/2} \sqrt{2g} \dots \dots \dots (VI-1)$$

B : Largeur du déversoir $B = n b_p$ $b_p = (26-3)/2 = 11.5\text{m}$

m: coefficient du débit $m = 0,49$

ε : Coefficient de contraction latérale

σ_s : coefficient de submersion du déversoir

✓ Le coefficient de submersion σ_s dépend du rapport Δ/H

$$\Delta = H_{av,max} - \Delta C_s \longrightarrow \Delta < 0$$

Δ/H	σ_s	Δ/H	σ_s
<0	1	0.75	0.850
0.2	0.996	0.80	0.800
0.3	0.990	0.85	0.700
0.4	0.980	0.90	0.590
0.6	0.970	0.95	0.410
0.7	0.930	1.0	0

Puisque $\Delta/H < 0$ d'après le tableau: $\sigma_s = 1$

✓ Le coefficient ε peut être déterminé par cette formule :

$$\varepsilon = 1 - a \frac{H_0}{b_p + H_0} \dots\dots\dots(VI-2)$$

a : coefficient qui tient compte de la forme de la partie d'entrée de pile a = 0.06

Donc : $\varepsilon = 0.99$

✓ Calcul la charge exacte H_0 :

$$H_{01} = (97.80/0.99 * 1 * 0.49 * 2 * 11.5 * (2g)^{1/2})^{2/3} = 1.58 \text{ m}$$

$$H_0 = 1.58 \text{ m}$$

D'où la charge " H " d'après l'égalité : $H = H_0 - V^2/2g$

V : vitesse d'approche en m/s ; qu'on détermine selon l'expression suivante :

$$V = \frac{Q_{max}}{(n.b_p + \sum t_p) H_{01}} \dots\dots\dots(VI-3)$$

Avec :

$\sum t_p$: Somme des épaisseurs des piles.

$$t_p = 2 \left(\frac{1}{8} - \frac{1}{10} \right) b_p + (0.5 - 1.5) = 2 * \frac{1}{8} * 11.5 + 0.5 = 3.375 \text{ m}$$

$$D'où : V = 97.80 / ((2 * 11.5 + 3.375) * 1.58) = 2.35 \text{ m/s}$$

$$\text{Alors : } H = 1.58 - (2.35^2 / 19.62) = 1.30 \text{ m}$$

VI.6.1.2 La définition de la forme de la crête du déversoir :

Le déversoir est du type sans-vidé et revêt le contour prédéfini par la formule de WES –

CREAGER :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left| \frac{X}{H} \right|^{1,80} \dots\dots\dots(VI-4)$$

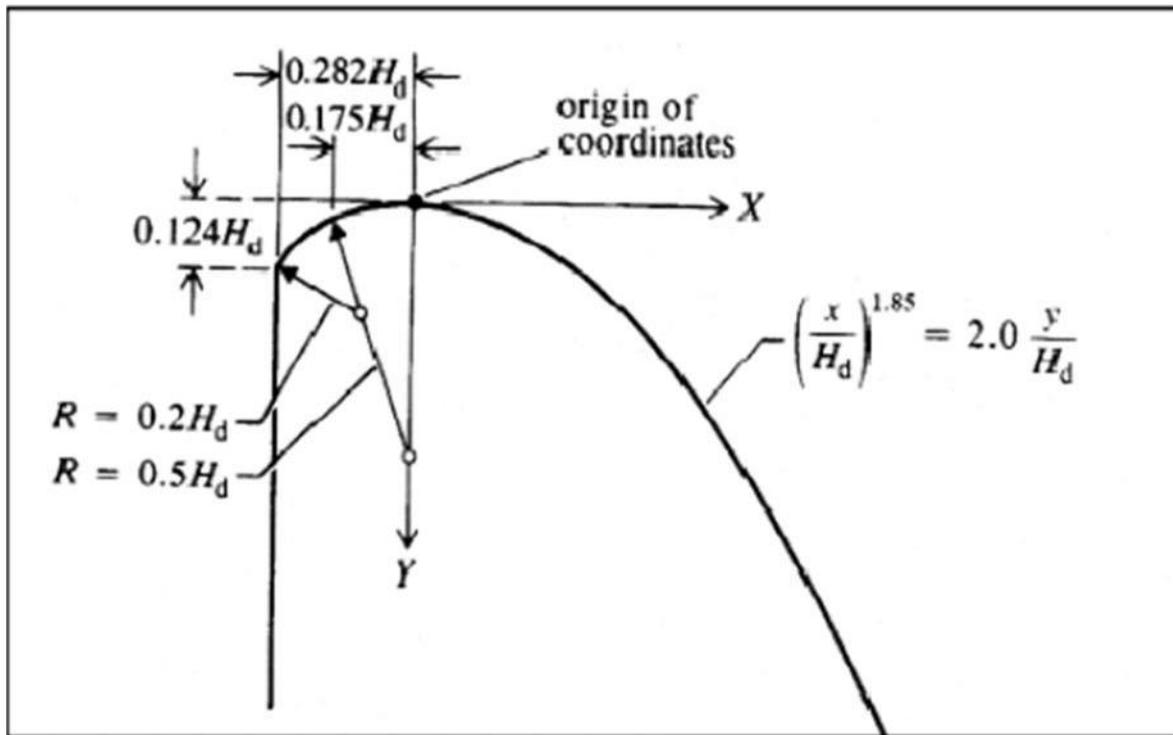


Figure VI.2 : Les paramètres du profil du déversoir Wes-Creager

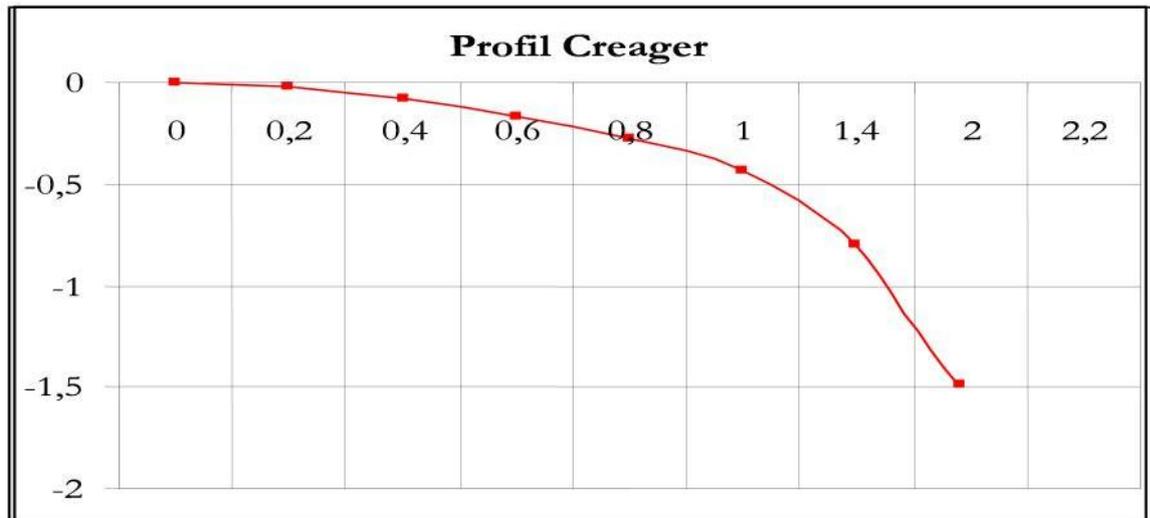
La partie en amont de la crête est conforme aux indications de l'U.S.A.C.E. elle est construite en fonction de $H_{dév} = 1.30 \text{ m}$, selon les rayons suivants :

$$R_1 = 0,5 * H_{dév} = 0.65 \text{ m}$$

$$R_2 = 0,2 * H_{dév} = 0.26 \text{ m}$$

Tableau VI.1: Les coordonnées du profil de déversoir

X(m)	0.00	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00	1.40	2.00
Y(m)	0.00	0.02	0.08	0.17	0.28	0.43	0.80	1.50

**Figure VI.3 :** Profile Wes-Creager du déversoir

- **Calcul du rayon de raccordement du déversoir :**

Dans le cas où $P < 10$ m on prend $R = 0.5 * P$

on a : $H/P = (0.6-1.4)$ donc $P = 5$ m < 10 m.

d'où : $R = 0.5 * 5$ ce qui donne : **R = 2.5 m**

VI.6.2 Calcul du coursier :

Le but de calcul hydraulique du coursier est de déterminer la pression dans le bassin de dissipation et la hauteur d'eau de cet ouvrage, notre coursier se présente en un tronçon avec une pente égale à $I=0.19$ m/m. Ce dernier est le plus souvent construit en béton et il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier

a) Largeur du coursier

Elle est donnée par :

$$B = Q^{0.4} \text{ (m)} \dots\dots\dots (VI-5)$$

$$B = 97.80^{0.4} = 6.25 \text{ m} = 7 \dots\dots\dots (VI-6)$$

b) Longueur du coursier

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 60 mètres.

c) Profondeur critique

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1 \dots\dots\dots (VI-7)$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}} \dots\dots\dots (VI-8)$$

B : est la largeur du coursier égale à 7 m

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{97,80^2}{g \cdot 7^2}} = 2,71 \dots\dots\dots (VI-9)$$

d) La pente critique

Pour une section rectangulaire:

$$I_{cr} = \left(\frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2 \dots\dots\dots (VI-10)$$

S_{cr} : Section critique (m²).

R_{cr} : Rayon critique (m).

C_{cr} : Coefficient de CHEZY

$$I_{cr} = \left(\frac{97.80}{76.51 \cdot 18.25 \cdot 1.51^{1/2}} \right)^2 \cdot 100\% = 0,32\% \dots\dots\dots (VI-11)$$

I_{cr}=0.0032 m/m

a) Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Le calcul de la ligne d'eau est effectué par moyen informatique ; avec logiciel CANAL 21.

Tableau VI.2: Calcul de la ligne d'eau

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Y _N	Y _C	Régime	L _{bief} (m)
97.80	71	0,19	0.677	2.71	NT	60

Tableau VI.3 : Calcul de la ligne d'eau

Section	Abscisse	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)
Amont	0	4	2.71	1.00	4.065
1	4	4	1.831	1.80	4.039
2	8	4	1.593	2.219	3.993
3	12	4	1.445	2.568	3.930
4	16	4	1.339	2.879	3.849
5	20	4	1.257	3.164	3.750
6	24	4	1.192	3.427	3.632
7	28	4	1.138	3.672	3.495
8	32	4	1.093	3.903	3.339
9	36	4	1.054	4.120	3.164
10	40	4	1.021	4.326	2.970
11	44	4	0.991	4.520	2.757
12	48	4	0.965	4.704	2.525
13	52	4	0.942	4.879	2.2775
14	56	4	0.921	5.045	2.006
15	60	4	0.902	5.203	1.719

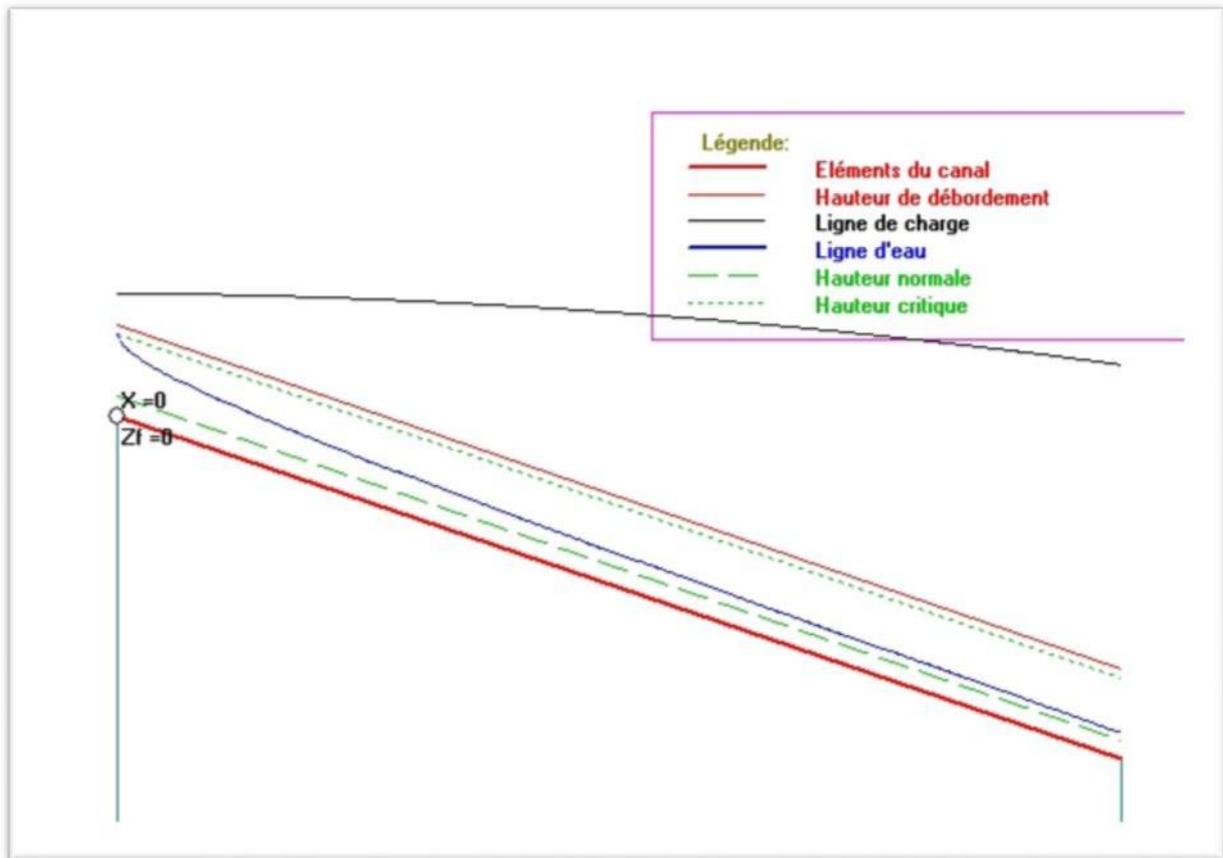


Figure VI.4 : schéma de la ligne d'eau.

On a :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g h_c}} \dots\dots\dots (VI-12)$$

Où .:

Fr : nombre de Froude;

V : Vitesse de sortie du coursier tel que $V = \frac{Q}{S}$.

$$V = \frac{97,80}{7 \cdot 0,902} = 15,489 \text{ m/s} \dots\dots\dots (VI-13)$$

Donc :

$$Fr = \frac{15,489}{\sqrt{9,81 \cdot 0,902}} = 5,203 \dots\dots\dots (VI-14)$$

On remarque que $I > I_{cr}$ et $h_n < h_{cr}$. Donc le régime est torrentiel.

III-3-5 Bassin d'amortissement :

VI.5.6 Bassin d'amortissement

a) Conception

A la sortie du coursier, il faut prévoir un dispositif pour dissiper l'énergie cinétique de l'eau. Il s'agit d'un ouvrage qui, par création d'un ressaut hydraulique, transforme l'écoulement torrentiel au niveau du coursier à un écoulement lent pouvant être restitué dans le lit de l'oued sans risque d'érosion.

b) Dimensionnement

Le débit (Q) qui passe dans le bassin de dissipation est : $Q = V_1 \cdot h_1 \cdot B$

Avec $h_1 = 0,902$ donc $V_1 = 15,489$ m/s

La hauteur (h_2) est déterminée par la relation :

$$h_2 = \left(\frac{h_1}{2} \right) \left(\sqrt{1 + 8F_R^2} - 1 \right) \dots \dots \dots (VI-15)$$

$$\text{La longueur de ressaut hydraulique } L_{\text{ressaut}} = 6 (h_2 - h_1) \dots \dots \dots (VI-16)$$

$$\text{La longueur de bassin de dissipation } L_{\text{bassin}} = (0,8-1,25) L_{\text{ressaut}} \dots \dots \dots (VI-17)$$

Le nombre de Froude est donné par la relation ; $F_R = \frac{V_a}{\sqrt{gh_1}}$

$$\text{La hauteur d'eau amont } h_1 = \frac{q}{V_a} = \frac{Q}{B \cdot V_a} \dots \dots \dots (VI-18)$$

$$h_1 = \frac{97,80}{7.15.489} = 0.902 \text{ m} \dots \dots \dots (VI-19)$$

Le nombre de Froude $Fr = \frac{V_a}{\sqrt{gh_1}} = 5.203$ (VI-20)

La hauteur (h_2).est déterminée par la relation :

$$h_2 = \left(\frac{0,902}{2} \right) \left(\sqrt{1 + 8 * 5.203^2} - 1 \right) = 6.20 \text{ m}..... (VI-21)$$

La longueur de ressaut hydraulique $L_{ressaut} = 6 (h_2 - h_1) = 32 \text{ m}..... (VI-22)$

La longueur de bassin de dissipation $L_{bassin} = (0.8 - 1.25) L_{ressaut} = 30 \text{ m}..... (VI-23)$

Nous avons Fr supérieure à 4,5 et V_a supérieure à 15 m /s alors on opte pour un Bassin de dissipation USBR type III.

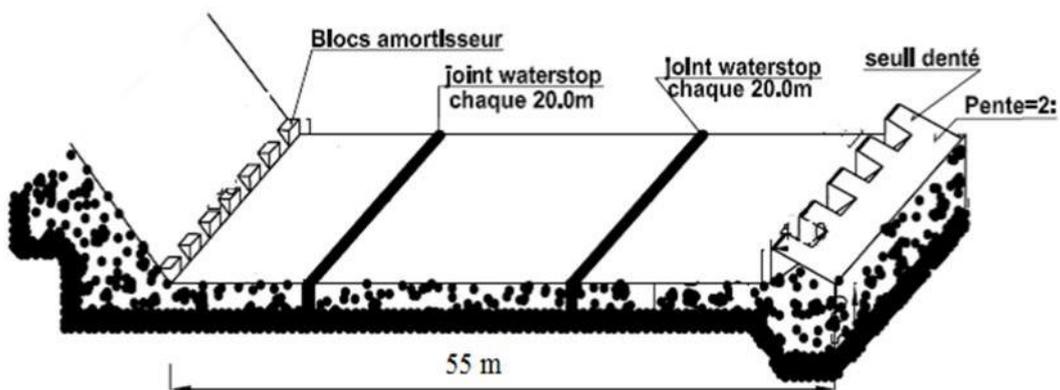


Figure VI.5: Bassin de dissipation type III

c) Dimensionnement des blocs de chute

$h_1 = a_1 = e_1 = y_1 = 0.902$

h_1 : La hauteur du bloc de chute.

a_1 : L'épaisseur du bloc de chute.

e_1 : L'espace entre deux blocs de chutes successives.

Le nombre des blocs de chute = $30 / (0.902 + 0.902) = 17$ blocs

d) Dimensionnement du seuil denté

$$h_2 = 0.2h_1 = 0.2 * 6.20 = 1.24 \text{ m} \dots\dots\dots (VI-24)$$

$$a_2 = 0.15 h_2 = 0.15 * 6.20 = 0.93 \text{ m} \dots\dots\dots (VI-25)$$

$$e_2 = 0.15h_2 = 0.15 * 6.20 = 0.93 \text{ m} \dots\dots\dots (VI-26)$$

h_2 : La hauteur du seuil denté,

a_2 : L'épaisseur du seuil denté,

e_2 : L'espace entre deux seuils dentés successifs.

$$\text{Le nombre des seuils dentés } 30 / (0.93 + 0.93) = 16 \text{ seuils dentés} \dots\dots\dots (VI-27)$$

VI.6 Hauteurs des murs bajoyers**a) La hauteur des murs bajoyers sur le coursier**

$$H_m = h_e + r \dots\dots\dots (VI-28)$$

h_e : hauteur d'eau $h_e = 0.902 \text{ m}$

r : revanche de sécurité donnée par :

$$r = 0.61 + 0.14V^{1/3} \dots\dots\dots (VI-29)$$

V : la vitesse au coursier : $V = 15.489 \text{ m/s}$

$$\text{Donc : } r = 1.13 \text{ m} \dots\dots\dots (VI-30)$$

Ce qui donne :

$$H_m = 1.85 \text{ m.}$$

On Prend $H_m = 2 \text{ m.}$

b) La hauteur des murs bajoyers sur le bassin de dissipation

$$H_m = h_e + r \dots\dots\dots (VI-31)$$

H_m : hauteur du mur bajoyer

h_e : hauteur d'eau = 6.20 m

r : revanche de sécurité donnée par : $r = 0.2$

Ce qui donne : alors $H_m = 6.5 \text{ m}$



Chapitre VII

Organisation de chantier

Introduction

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir les travaux d'exécution dans des meilleures conditions que possible. Elle consiste aussi à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Une reconnaissance meilleure du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché. Donc une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne soit pas onéreux.

Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quelques que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopte une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient ;
- Une économie : synchronisation et réduction des travaux ;

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

VII.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

VII.1.1 Le 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. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

VII.1.2 Le maître d'œuvre

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des 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.

VII.1.3 L'entrepreneur

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'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 tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier se résume par la figure (VII.1)

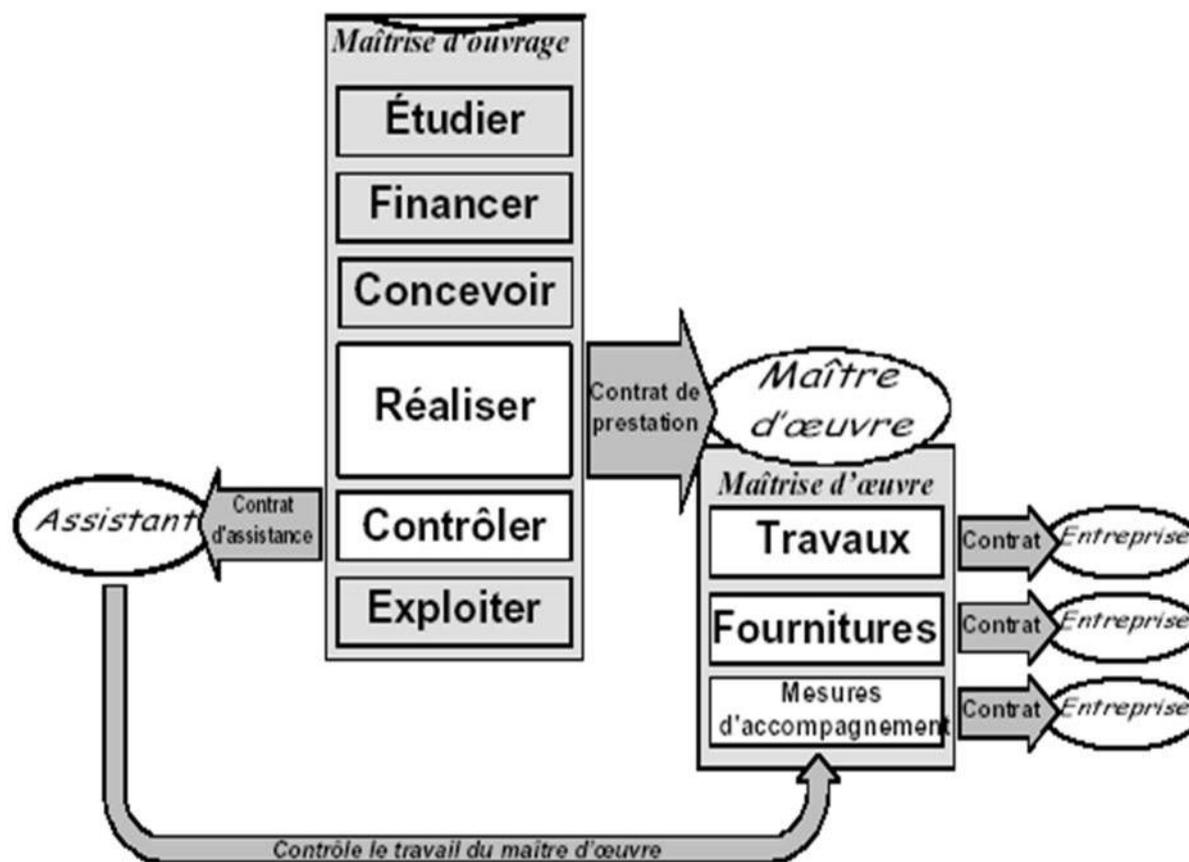


Figure VII.1 : Relation entre les personnes du chantier.

VII.2 Installations du chantier

VII.2.1 Installations destinées au personnel

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VII.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux

œ Agrégats

Les agrégats destinés à la fabrication du béton (sable, graviers) doivent être contrôlés à leur réception ; il convient de vérifier la granulométrie en prélevant des échantillons.

Tableau VII.1 : Pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats

Matière indésirable	% maximum du poids des plus gros granulats
Argile, limon, vases	1%
Charbon, bois	1%
Matériaux tendres	8%

Les différents sables et les graviers seront stockés en tas mélange. Vu que leurs densités sont différentes un mélange risque de fausser la pesée. La méthode de stockage sera en étoile, la teneur en eau des agrégats doit être contrôlée avant utilisation vue que le degré hydrométrique de l'air en variable ainsi que les éventuelles précipitations.

☞ Le Ciment et les aciers

Le ciment sera livré en vrac et stocké dans des silos. A sa réception il est nécessaire de procéder à un contrôle de température et à certaines analyses de laboratoire (résistance, le temps de prise, et les aciers). on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

☞ L'eau de gâchage

L'eau destiné au gâchage du béton doit satisfaire les normes internationales en :

Matières organiques : 0.1 (g/l).

Matières en suspension : 0.2 (g/l).

Sels dissout : 1.5 (g/l).

Sulfates : 1.0 (g/l).

Acide humique : 0.05 (g/l).

Acide sulfhydrique : 0.05 (g/l).

Chlorures : 0.1 (g/l).

Ces éléments indésirables risquent de provoquer de fausses prises ou encore altérer le ciment ou attaquer les aciers.

☞ Le Béton

Le béton est matériau artificiel dont on fait la plus grande consommation de nos jours en travaux publics et de bétonnage en général.

Le béton employé devra avoir une résistance à la compression à 28 jours de 180 bars, il se compose de sable, graviers, d'un liant hydraulique (ciment ou autres) et d'eau.

☞ L'énergie électrique

L'alimentation en énergie électrique sera faite par un groupe électrogène, ne justifier pas l'alimentation à partir d'un réseau de moyenne tension (SONELGAZ).

☞ L'alimentation en eau potable

L'alimentation en eau potable sera assurée par un réservoir de stockage dont le volume sera réalimenté quotidiennement.

☞ L'alimentation en carburant

L'alimentation sera assurée par des camions citernes, le stockage sera fait dans des réservoirs enterrés avec un accessoire de pompage.

VII.2.3 Installations destinées à la réparation des engins

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.2.4 Installations pour la préfabrication

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes.

VII.3 Les moyens de chantier

VII.3.1 Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétant pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

VII.3.2 Les moyens matériels

On peut distinguer le matériel général de terrassement, le matériel lié au type de barrage et le matériel spécifique. Pour l'ensemble de matériel on doit mentionner les marques, les types, les puissances, les rendements et le nombre des engins affecter au chantier ainsi que leur mode d'intervention suivant le phasage des travaux.

VII.3.2.1 Le matériel de terrassement

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblaiement – enrochement ...).

1. Le bulldozer.
2. Pelle mécanique.
3. Chargeur à pneu ou à chenilles.
4. Décapeuse.
5. Niveleuse et les camions.

VII.3.2.2 Le matériel lié au type de barrage

a) Le matériel de compactage

Le compactage des remblais fait appel à des engins spécialisés dont les plus courants se récapitulent comme suit :

1. Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de la quasi-totalité des sols.
2. 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.
3. Les compacteurs à pied dameurs : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

b) Le matériel de bétonnage

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la préparation du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur – tunnel de dérivation ...).

VII.3.2.3 Le matériel spécifique

On utilise comme matériel :

1. Les engins de forage et d'injection.
2. Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

VII.4 Terrassement au niveau des installations de chantier

a) Exécution des voies d'accès

La desserte est composée de 2 pistes, la première mène vers la carrière et la deuxième vers le site des matériaux fins, ce sont des pistes non revêtues.

b) Détermination des engins nécessaires

Pour l'exécution des voies d'accès il y a lieu de se disposer d'un chargeur au de la carrière d'alluvions dont le rendement est :

$$R = \frac{60.G.K_r.K_t}{T.K_f}$$

Où : G : capacité du godet. (m³/h)

K_r : coefficient de remplissage de godet.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

K_f : coefficient de foisonnement.

Pour le transport de ces matériaux on a besoin de camions benne dont le rendement est :

$$R_c = \frac{60.G.K_t}{T}$$

Où : G : capacité de la benne du camion (m³/h).

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Il est à signaler, qu'avant l'exécution des voies d'accès il est nécessaire de procéder à leur préparation au moyen d'un bulldozer avec un rendement important.

VII.5 Dérivation provisoire

Il est évident qu'il est plus avantageux de donner à la galerie de vidange les dimensions voulues pour servir de la galerie de dérivation.

Le calcul doit se faire dans cette optique, ce qui conduira inévitablement à envisager les deux alternatives ci-après :

- Dérivation en une étape au moyen d'une galerie ;
- Dérivation en deux étapes avec canal à ciel ouvert et galerie

Sa réalisation comporte deux étapes :

- ✓ Excavation en terrain rocheux avec explosifs
- ✓ Coffrage et bétonnage de la galerie

VII.6 Réalisation de la digue

L'exécution du barrage nécessitera plusieurs opérations en site :

- ✓ Excavation en terrain meuble

- ✓ Excavation en terrain rocheux sans explosifs
- ✓ Béton BCR pour le barrage
- ✓ Béton armé pour la parement amont
- ✓ Coffrage lisse pour parement amont et aval

Pour l'excavation des matériaux on pourra utiliser une pelle hydraulique en butte, dont la capacité est estimée en fonction du volume des matériaux nécessaires.

Compte tenu de l'importance du volume à extraire, il est plus rationnel de deviser la carrière en bandes, afin de faciliter son exploitation au fur et à mesure des besoins du chantier.

a) Définitions des engins nécessaires

-Pelle brute

-Camion benne

-Bulldozer.

b) Enrochement de protection des parements

Les matériaux pour l'enrochement de protection (rip-rap) des parements consisteront en fragments de roche dure, dense, saine et stable à l'air libre et à l'eau.

Les enrochements sont simplement déversés des camions et régalez ensuite à l'aide d'une pelle mécanique de manière à assurer un bon arrangement des blocs.

VII.7 Exécution de l'évacuateur de crue

La réalisation de l'évacuateur de crue passera par plusieurs étapes :

- ✓ Excavation en terrain meuble
- ✓ Excavation en terrain rocheux sans explosifs
- ✓ Coffrage lisse
- ✓ Béton armé pour déversoir et coursier

VII.8 Exécution des travaux de bétonnage

Les travaux de bétonnage représentent généralement un élément très important lors de l'exécution du barrage, car la plupart des ouvrages nécessitent des quantités énormes de ce matériau. Il est donc nécessaire de définir sa composition et ceci selon sa destination et selon l'importance de l'ouvrage projeté en respectant les données du projecteur.

VII.9 Exécution de la vidange de fond

- ✓ Béton armé pour ouvrage de tête et autre
- ✓ Galerie horizontale pour la vidange
- ✓ Ventilation 1000 mm
- ✓ Batardeau et vanne glissante de garde
- ✓ Vanne glissante de sécurité
- ✓ Grille d'entrée

VII.10 Travaux des injections

Les travaux des injections ont pour but de créer un rideau étanche dans la fondation. Ce rideau est formé de lignes de trous dans lesquels on envoie un coulis (ciment+eau et parfois de la bentonite), en sous pression pour boucher les chemins par où l'eau passe.

Les forages seront exécutés avec des appareils à rotation. Après la réalisation de ces forages il sera procédé à un essai pour l'évaluation de la perméabilité de la zone à injecter. Une canalisation d'amener du coulis est mise en place dans le trou, le coulis mis en pression par une pompe pénètre dans les fissures. Un obturateur l'empêche de remonter entre la canalisation d'amener et les parois du forage.

VII.11 Planification**VII.11.1 Définition**

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

VII-11-2 Techniques de la planification

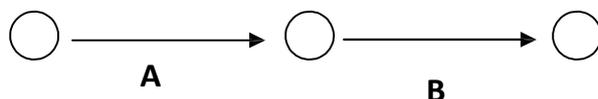
Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

VII.11.2.1 Méthodes basées sur le réseau**a) Définition du réseau**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

b) Réseau à flèches

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

c) 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.

d) Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

e) Etablissement d'une liste des tâches

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

f) Détermination des tâches antérieures

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels ;
- Regroupement des graphes partiels ;
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
- Construction du réseau.

VII.11.2.2 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 :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VII.11.2.2.1 Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

a) *Collection des informations*

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

b) *Décomposition du projet*

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières, nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

c) *Relations entre les tâches*

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation, l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VII.11.2.2.2 Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : Temps de réalisation ;

DCP : Date de commencement au plus tôt ;

DCPP : Date de commencement au plus tard ;

DFP : Date de finition au plus tôt ;

DFPP : Date de finition au plus tard ;

MT : marge totale. Et on a :
$$\begin{cases} \mathbf{DFP} = \mathbf{DCP} + \mathbf{TR} \\ \mathbf{DCPP} = \mathbf{DFPP} - \mathbf{TR} \end{cases}$$

VII.12.2.2.3 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 :

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT} = \mathbf{0} \\ \sum \mathbf{TR}_{\text{C.C}} = \mathbf{D.T.P} \end{cases}$$

Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) , Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$\mathbf{T} = \frac{\mathbf{Q.N}}{\mathbf{n}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{array} \right.$$

VII.11.2.2.4 les plannings

Il existe trois types de plan de travail

a) Plan de travail au plus tôt

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

b) Plan de travail au plus tard : (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

c) Plan de travail intermédiaire

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VII.11.2.2.5 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

Le déroulement du travail dans un ordre correcte c'est-à-dire une bonne succession des opérations ; le respect des délais de réalisation pour chaque opération faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservi par du personnel qualifié, bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport, la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VII.12 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2 : symboles des opérations et leurs durées

Travaux	Opérations	Durée (mois)
Travaux routiers	A	3
Installation du chantier	B	2
Dérivation provisoire	C	9
Fondation du barrage	D	5
Construction des zones industrielles	E	3
Bétonnage du corps(BCR)	F	6
Vidange de fond et prise d'eau	G	4
Evacuateur de crue	H	7
Voiles d'étanchéité et de drainage	I	7
Travaux de Finition	J	3

VII.13 Détermination du chemin critique

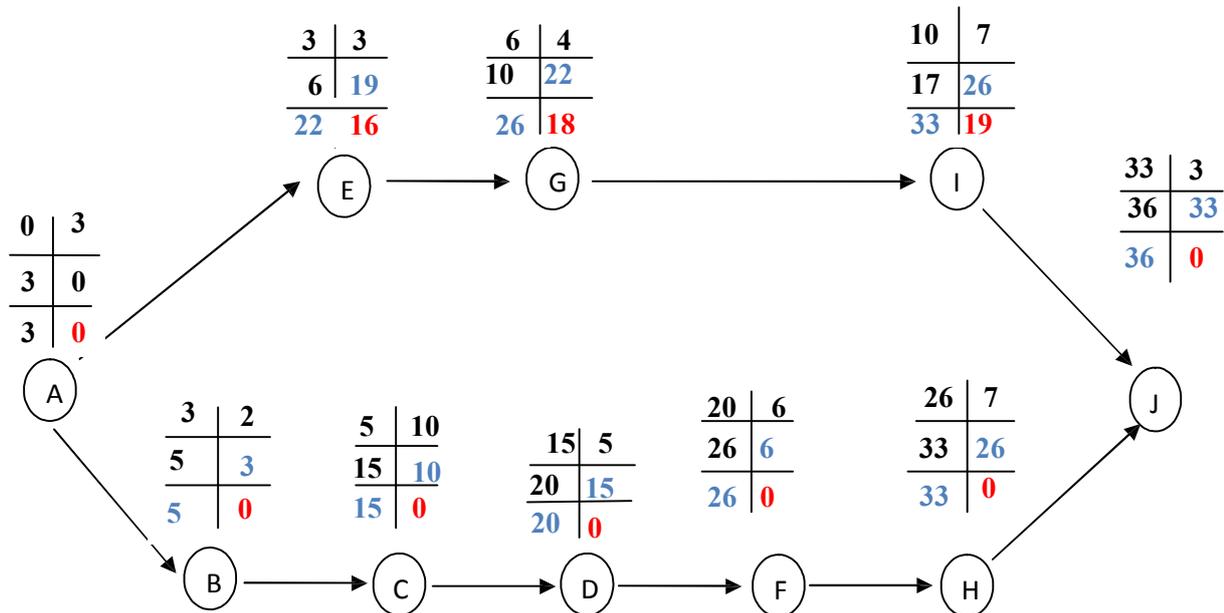
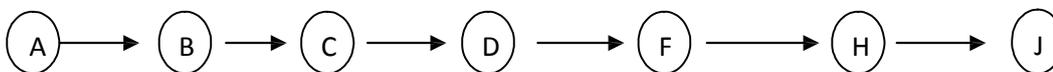


Figure VII.2 : Réseau à nœuds.

Le chemin critique est :



Le temps nécessaire pour la réalisation du barrage est environs 36 mois

Le chemin critique est : **A-B-C-D-E-F-H-J.**

VII.14 Détermination des chemins critiques par la méthode du tableau**Tableau VII-3** : Résultats de calcul pour la méthode du tableau

Operations	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.C.P	
A	3	0	3	0	3	0
B	2	3	5	3	5	0
C	9	5	15	5	15	0
D	5	15	20	15	20	0
E	3	3	6	19	22	16
F	6	20	26	20	26	0
G	4	6	10	22	26	16
H	7	26	33	26	33	0
I	7	10	17	26	33	16
J	3	33	33	33	36	0

Conclusion

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

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 conception et dimensionnement d'un barrage poids en béton sur l'Oued Guergour commune de Kaser El Abtal –Wilaya de Sétif.

L'ensemble des éléments qui ont été étudié ont concerné les données de la morphologie du site et sa topographie, la géologie régionale et locale, l'hydrologie dans tous ses paramètres, essentiellement la crue et enfin la géotechnique

Nous n'avons pas perdu de vue les aspects liés à la réalisation tels que l'identification de l'ensemble des intervenants et les types de relations qui les lient dans le cadre de ce projet. Ainsi que, les dispositions à prendre lors de la réalisation du projet à commencer par la mobilisation des moyens humains et matériels adéquats et les mesures de sécurité et de programmations à prendre.

A travers cette étude, nous avons essayé d'aborder toutes les formules, méthodes et procédés. Ceci, nous a permis de pousser les tests et les examens jusqu'aux détails les plus fins pour 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 Guergour est très plate à l'exception de quelques buttes rocheuses. Le relief du bassin versant est peu ondulé, la vallée est assez large, et le bassin est relativement allongé.
3. Le choix de la variante a été fait compte tenu de plusieurs paramètres (géologiques, type des sols) et on a opté pour une barrage en BCR vu la disponibilité, sur place, des matériaux en quantités et qualité satisfaisantes.
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.

Conclusion générale

5. La région va bénéficier de l'eau pour l'irrigation ce qui constituera un atout majeur pour la fixation des paysans et des riverains. Cet ouvrage va les encourager à faire davantage de l'agriculture.
6. Le prélèvement des eaux s'effectue à un seul niveau de prise à une côte élevée par rapport à celle du volume mort. En ce qui concerne la vidange, elle est assurée par une conduite en béton

La retenue de Guergoure est faisable du point de vue géologique, hydrologique et économique.

Références bibliographiques

- [01]: B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004.
- [02] : B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.
- [03]: G. REMENIERAS « Hydrologie de l'ingénieur » édition Eyrolles 1986.
- [04]: CIGB : Choix de la crue de projet ; méthodes actuelles. Bulletin 82. 1984.
- [05] : GERARD DEGOUTTE : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemagref. France. 1977.
- [06]: GERARD DEGOUTTE : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemagref. France. 1977.
- [07]: PATRICK LE DELLIOU : Les barrages : conception et maintenance, nouvelle édition, ENTPE collection, Presses universitaire de LYON, France 2007



ANNEXE

I



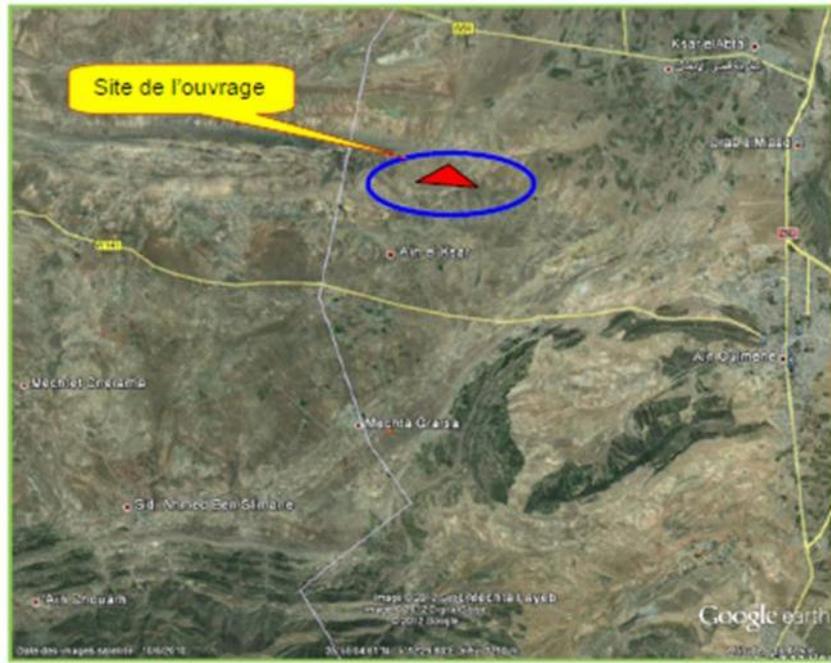


Photo satellite de la zone d'étude (élévation à 1210m)

Annexes I.1 : satellite de la zone d'étude



Photo satellite de la zone d'étude (élévation à 1004m)

Annexes I.2 : satellite de la zone d'étude (élévation a 1004m)



Annexes I.3 : emplacement de l'axe de la digue



Annexes I.4 : la situation des habitations (zone inondables)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTERE DES RESSOURCES EN EAU DIRECTION DES RESSOURCES EN EAU DE LA WILAYA DE SETIF										Feuille: 1/2
Etude Barrage collinaire oued guergour - Ksar El Abtal W. Sétif Entreprise : LTP Est - Sétif Relevé par : Vérifié par :					SONDAGE N° SC 1 Profondeur: 10.00 m Situation: Inclinaison: Vertical Date d'exécution: Du 05/06/02 au 21/08/02			Coordonnées: X = Y = Z = Direction: Ech: 1/100.		
Profondeur	Cote	Couronne Ø	Tubage Ø	Coupe	% Recup.	R.Q.D %	Nappe	Echantillon	Permeabilité	Description Géologique
0.80										calcaires gréseux altéré , blocs
1										
2										
3										
4										
5										calcaires gréseux en bancs compact avec des niveaux limono-sableux
6										
7										
8										
9										
10										

Annexes. I.5 : les sondages

Etude Barrage collinaire oued guergour - Ksar El Abtal W. Sétif:
 Entreprise : LTP Est - Sétif
 Relevé par :
 Vérifié par :

SONDAGE N° SC 2

Profondeur: 10.00 m
 Situation:
 Inclinaison: Vertical
 Date d'exécution: Du 05/06/02 au 21/08/02

Coordonnées:
 X =
 Y =
 Z =
 Direction:
 Ech: 1/100.

Profondeur	Cote	Couronne Ø	Tubage Ø	Coupe	% Recup.	R.Q.D %	Nappe	Echantillon	Permeabilité	Description Géologique
0.80										calcaires gréseux altéré
1										
2										
3										
4										
5										calcaires gréseux en bancs compacts
6										
7										
8										
9										
10										

Annexes I.6: les sondages



Annexes I.7 : réalisation des sondages



ANNEXE

II



Annexes II.1: Pluies de courte durée et leurs intensités

fréquence (%)	10		5		2		1		0.1	
	P _{ct}	I _t								
0,5	18.29	36.58	20.34	40.68	22.97	45.95	24.93	49.85	31.47	62.94
1	22.36	22.36	24.87	24.87	28.09	28.09	30.48	30.48	38.47	38.47
2	27.34	13.67	30.40	15.20	34.34	17.17	37.26	18.63	47.04	23.52
3	30.75	10.25	34.20	11.40	38.63	12.88	41.91	13.97	52.91	17.64
4	33.43	8.36	37.17	9.29	41.99	10.50	45.56	11.39	57.51	14.38
5	35.66	7.13	39.66	7.93	44.80	8.96	48.60	9.72	61.36	12.27
5.61	36.87	6.57	41.00	7.31	46.32	8.26	50.25	8.96	63.44	11.31
6	37.60	6.27	41.81	6.97	47.23	7.87	51.24	8.54	64.69	10.78
7	39.31	5.62	43.72	6.25	49.39	7.06	53.59	7.66	67.65	9.66
8	40.87	5.11	45.45	5.68	51.34	6.42	55.70	6.96	70.32	8.79
9	42.29	4.70	47.03	5.23	53.12	5.90	57.64	6.40	72.76	8.08
10	43.60	4.36	48.49	4.85	54.77	5.48	59.42	5.94	75.02	7.50
11	44.82	4.07	49.85	4.53	56.31	5.12	61.09	5.55	77.12	7.01
12	45.97	3.83	51.12	4.26	57.74	4.81	62.65	5.22	79.09	6.59
13	47.05	3.62	52.32	4.02	59.10	4.55	64.12	4.93	80.95	6.23
14	48.07	3.43	53.46	3.82	60.38	4.31	65.52	4.68	82.71	5.91
15	49.04	3.27	54.54	3.64	61.60	4.11	66.84	4.46	84.38	5.63
16	49.97	3.12	55.57	3.47	62.77	3.92	68.10	4.26	85.97	5.37
17	50.85	2.99	56.55	3.33	63.88	3.76	69.31	4.08	87.50	5.15
18	51.70	2.87	57.50	3.19	64.95	3.61	70.47	3.91	88.96	4.94
19	52.52	2.76	58.41	3.07	65.98	3.47	71.58	3.77	90.37	4.76
20	53.31	2.67	59.28	2.96	66.96	3.35	72.66	3.63	91.72	4.59
21	54.07	2.57	60.13	2.86	67.92	3.23	73.69	3.51	93.03	4.43
22	54.80	2.49	60.94	2.77	68.84	3.13	74.69	3.40	94.29	4.29
23	55.51	2.41	61.73	2.68	69.73	3.03	75.66	3.29	95.51	4.15
24	56.20	2.34	62.50	2.60	70.60	2.94	76.60	3.19	96.70	4.03

Annexes.II.2 : récapitulatif des résultats de calcul pour tracé l'Hydrogramme de crue

-	Débits de crues des périodes de retour				
Temps	Q (10ans)	Q (20ans)	Q (50ans)	Q(100ans)	Q(1000ans)
(h)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	2.75	3.06	3.46	3.75	4.74
2.00	11.02	12.25	13.84	15.01	18.95
3.00	24.78	27.56	31.14	33.78	42.65
4.00	44.06	49.00	55.36	60.06	75.82
5.00	68.85	76.56	86.50	93.84	118.46
5.61	86.67	96.38	108.89	118.13	149.13
6.00	81.00	90.08	101.77	110.41	139.38
7.00	60.81	67.62	76.40	82.88	104.63
8.00	44.29	49.25	55.64	60.36	76.20
9.00	31.06	34.54	39.03	42.34	53.45
10.00	20.78	23.11	26.10	28.32	35.75
11.00	13.06	14.52	16.40	17.80	22.47
12.00	6.45	7.18	8.11	8.79	11.10
13.00	3.84	4.27	4.82	5.23	6.61
14.00	1.61	1.79	2.02	2.19	2.77
15.00	0.47	0.52	0.59	0.64	0.81
16.00	0.06	0.06	0.07	0.08	0.10
16.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Annexes .II.3 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	A _{80%}	U _{80%}	A _{80%} - U _{80%}	1ère consigne			2eme consigne			
				V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S	
Sep	0.008	0.0183	0.0617	0.189	0.127	-	0.065	0.127		
					0.189	-	0.045	0.127		
Oct	0.097	0.01051	0.08193	0.271		-	0.032	0.127		
Nov	0.095	0	0.095	0.366	0.271		0.004	0.127		
Déc	0.123	0	0.123	0.427	0.30	0.06	0.026	0.127		
					0.405	0.30	0.12	0.015	0.127	
Jan	0.101	0	0.101	0.416	0.30	0.10	0.089	0.127		
					0.399	0.30	0.11	0.184	0.184	
Fév	0.112	0	0.112	0.373	0.30	0.10	0.253	0.253		
					0.355	0.30	0.07	0.304	0.304	
Mar	0.095	0	0.095	0.355	0.30	0.05	0.273	0.273		
					0.272	0.272	-			
Avr	0.093	0.02422	0.06878	0.272	0.193	-				
					0.193	0.193	-			
Mai	0.09	0.03882	0.05118	0.127	0.127	-	0.127	0.127		
					0.127	0.127	-	0.127	0.127	
Juin	0.041	0.07321	-0.03221	0.127	0.127	-	0.127	0.127		
					0.127	0.127	-	0.127	0.127	
Juil	0.018	0.09638	-0.07838	0.127	0.127	-	0.127	0.127		
					0.127	0.127	-	0.127	0.127	
Aou	0.025	0.0913	-0.0663	0.127	0.127	-	0.127	0.127		
					0.127	0.127	-	0.127	0.127	
				S	0.61			0.61		

Tableaux.II.4: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	π (Mm ³)	A _{80%} - (U _{80%} + π)	1ère consigne			2eme consigne		
					V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Sep	0.008	0.0183	0.007	+0.055	0.182	0.127	-	0.072	0.127	0.055
Oct	0.097	0.01051	0.006	+0.076		0.182	-	0.051	0.127	0.079
Nov	0.095	0	0.006	+0.089	0.257	0.257	-	0.038	0.127	0.089
Déc	0.123	0	0.005	+0.118	0.346	0.340	0.006	0.009	0.127	0.118
Jan	0.101	0	0.005	+0.096	0.457	0.340	0.117	0.031	0.127	0.096
Fév	0.112	0	0.005	+0.107	0.436	0.340	0.096	0.044	0.127	0.083
Mar	0.095	0	0.007	+0.088	0.446	0.340	0.106	0.151	0.151	-
Avr	0.093	0.02422	0.008	+0.061	0.427	0.34	0.087	0.238	0.238	-
Mai	0.09	0.03882	0.010	+0.041	0.400	0.340	0.060	0.299	0.299	-
Jun	0.041	0.07321	0.013	-0.045	0.381	0.340	0.041	0.340	0.340	-
Juil	0.018	0.09638	0.013	-0.092	0.295	0.295	-	0.295	0.295	-
Aout	0.025	0.0913	0.010	-0.076	0.203	0.203	-	0.203	0.203	-
					0.127	0.127	-	0.127	0.127	-
					S		0.516			0.516

Annexes .II.5: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	π (Mm ³)	A _{80%-} (U _{80%+} π)	1ère consigne			2eme consigne		
					V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Sep	0.008	0.0183	0.007	+0.055	0.182	0.127	-	0.072	0.127	0.055
Oct	0.097	0.01051	0.006	+0.076		0.182	-	0.051	0.127	0.079
Nov	0.095	0	0.006	+0.089	0.257	0.257	-	0.038	0.127	0.089
Déc	0.123	0	0.005	+0.118	0.346	0.342	0.006	0.009	0.127	0.118
Jan	0.101	0	0.005	+0.096	0.457	0.342	0.117	0.031	0.127	0.096
Fév	0.112	0	0.005	+0.107	0.436	0.342	0.096	0.044	0.127	0.083
Mar	0.095	0	0.007	+0.088	0.446	0.342	0.106	0.151	0.151	-
Avr	0.093	0.02422	0.008	+0.061	0.427	0.342	0.087	0.238	0.238	-
Mai	0.09	0.03882	0.010	+0.041	0.400	0.342	0.060	0.299	0.299	-
Jun	0.041	0.07321	0.013	-0.045	0.381	0.342	0.041	0.340	0.340	-
Juil	0.018	0.09638	0.013	-0.092	0.295	0.295	-	0.295	0.295	-
Aout	0.025	0.0913	0.010	-0.076	0.203	0.203	-	0.203	0.203	-
					0.127	0.127	-	0.127	0.127	-
					S		0.516			0.516

