

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE
« ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME :

ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DES OUVRAGES
ANNEXES DU BARRAGE BOUKHROUFA SUR L'OUED
BOUHALOUFA
WILAYA D'EL TARF

PRESENTE PAR :
FECIH YASSER HAMZA

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
Mme D.DJODAR	M.C. (B)	Examinatrice
Mme A.ADDOU	M.A. (A)	Examinatrice
Mr I.ZAIBAK	M.A. (B)	Examineur
Mr B.BENLAOUKLI	M.C. (A)	Promoteur

Juin 2016

Remerciements

J'adresse mes plus sincères remerciements à :

Mes parents, mon frère et tous mes proches et amis, qui m'ont accompagné, aidé, soutenu et encouragé pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude.

J'aimerais exprimer ma gratitude pour le soutien et l'aide apportée par mon promoteur **M^r. BENLAOUKLI Bachir** et le temps qu'il m'a consacré.

Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

Enfin, je tiens à remercier chaleureusement **Mr. CHADLI** pour ses conseils et le partage de ses compétences scientifiques, ainsi qu'à tous les ingénieurs de l'ANBT.

Dédicace

À ma très chère maman qui a beaucoup sacrifiée pour moi et pour l'affection qu'elle m'a toujours portée.

À mon cher père.

Qu'ils trouvent en moi la source de leurs fiertés à qui je dois tout.

À tous mes proches et plus particulièrement mes sœurs et mes frères

Akram, Nazim, Narimane, Merieme.

À tous mes chers amis et mes collègues de l'Université de l'ENSH

Abdou, Djalil, Hamza Rouplou, Ali Lalmi, Wassym, Youcef, Lhadi Dekkar, Aziza Miloudi, L'book, Mahrez, Soumia, Chahrazed, Lilia, Sabrina, Aziza, Merieme, Bilel, Ghania, Hamza Phdt.

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

Passer

ملخص

تعتبر السدود من اكبر خزانات المياه التي تستعمل في مختلف الميادين(التنمية الفلاحية, السقي). قمنا من خلال هذا العمل بدراسة شاملة لإنشاء سد بوخروفة على مستوى واد بوحلوفة في بلدية بوتلجة بولاية الطارف. و هذا بهدف توفير المياه لسقي الاراضى الفلاحة المجاورة له و مياه الشرب.

بعد دراسة معمقة و شاملة لمختلف الجوانب(الجيولوجية، الهيدرولوجية و الطبوغرافية) قمنا باختيار الاقتراح المناسب للحاجز المائي وملاحق السد و تحققنا من ثباتها. أما فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح عميق و دقيق يضم مختلف أطوار الإنجاز.

RESUME

Les barrages sont considérés comme les plus grands réservoirs d'eaux, utilisés dans divers domaines (développement agricole, irrigation). Nous avons effectué une étude approfondie de la construction du barrage de **BOUKHROUFA** sur l'oued de BOUHALOUFA au niveau de la commune de BOUTELDJA dans la wilaya d'EL TARF, ayant pour objectif d'assurer l'eau nécessaire à l'irrigation des terrains agricoles et l'alimentation en eau potable.

Après une étude pointue sur tous plusieurs aspects (géologiques, hydrologiques et topographiques), nous avons opté pour la variante la plus appropriée pour les ouvrages annexes en assurant leurs stabilités.

ABSTRACT

Dams are considered the largest reservoirs of water used in various fields (agricultural development, irrigation). We conducted a thorough study of the construction of **BOUKHROUFA** dam on the river of BOUHALOUFA at the town Bouteldja in the wilaya of EL TARF, which aims to provide water for irrigation of agricultural lands and drinking water.

After a detailed study of all aspects (geological, hydrological and topographical), we opted for the most appropriate variant for the dam and appropriate structures ensuring their stability. In regard to the realization we made a very clear explanation including implementation phases.

REPRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

INTRODUCTION.....	1
I.1) BUT DES BARRAGES.....	2
I.2) PRESENTATION GENERALE DU SITE:.....	2
I.3) CHOIX DU SITE DU BARRAGE.....	4
I.4) CONCLUSION.....	4

SYNTHESE DES TRAVAUX D'ETUDES

INTRODUCTION.....	7
II.1) ETUDE GEOLOGIQUE.....	7
II.2) LITHOLOGIE.....	9
II.3.LES FAILLES.....	10
II.4.STRATIGRAPHIE AU SITE DU BARRAGE.....	10
II.5.HYDROGEOLOGIE.....	11
II.6.FONDATION DES OUVRAGES ANNEXES.....	12
II.7) GEOLOGIE DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION.....	12
II.8) SISMICITE.....	13
II.9) CONCLUSION.....	14

ETUDE HYDROLOGIQUE

INTRODUCTION.....	16
III.1) BASSIN VERSANT.....	16
III.2) CARACTERISTIQUES CLIMATIQUES.....	31
III.3) PLUIES MAXIMALES JOURNALIERE.....	35
III.4) ETUDES DES APPORTS.....	40
III.5) ETUDES DES CRUES.....	50
III.6) ESTIMATION DE LA CRUE DE PROJET.....	55
III.6.1) Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ (hm^3).....	57
III.6.2) Courbes « hauteurs –capacités -surface ».....	58
III.6.3) Module d'irrigation.....	60
III.6.4) Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	61
III.6.4.1) Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	63
III.7) LA REGULARISATION INTERANNUELLE.....	67
III.8) LAMINAGE DES CRUES.....	68
III.10) ETUDE D'OPTIMISATION.....	73
CONCLUSION.....	84

CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUE

GENERALITES.....	86
IV.1) CHOIX DU TYPE DE L'EVACUATEUR.....	86
IV.2) VARIANTE POSSIBLE POUR LE CHOIX DE L'EVACUATEUR DE CRUE.....	87
IV.3) EVACUATEUR DE CRUE LATERAL A ENTONNEMENT FRONTALE.....	88
CONCLUSION.....	103

DERIVATION PROVISOIRE

INTRODUCTION.....	105
V.1) Type d'ouvrage de dérivation provisoire.....	105
V.2) Choix de la crue de dimensionnement.....	105
V.3) Calcul hydraulique de galerie.....	106
V.4) Batardeau.....	108
V.5) Calcul d'optimisation.....	109
V.6) Ouvrage de restitution.....	111
V.7) Canal de fuite.....	112

Tour de prise et vidange de fond

INTRODUCTION.....	115
VI.1) Ouvrage de prise d'eau.....	115
VI.2) Dimensionnement de la prise d'eau.....	117
VI.3) Conclusion	119
VI.4) Disposition de l'ouvrage de vidange.....	120
VI.5) Dimensionnement de l'ouvrage de vidange.....	120
VI.6) Conclusion.....	124

ETUDE DE STABILITE

Introduction.....	126
VII.1) Etude de stabilité.....	126
VII.1.1) Stabilité de déversoir	126
VII.2) Stabilité des murs bajoyers.....	131
VII.2.1) Calculs des force	132

VII.1.3) Conclusion.....132

ORGANISATION DE CHANTIER

INTRODUCTION.....134

VIII.1) Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier.....134

VIII.2) Installations du chantier.....135

VIII.3) Réalisation du barrage en terre.....137

VIII.4) Succession des opérations du chantier.....137

VIII.5) Technologie des principaux travaux.....138

VIII.6) Chemin critique (Cc).....141

VIII.6.1) Techniques de la planification141

VIII.6.2) Méthodes basées sur le réseau141

ETUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT

INTRODUCTION.....143

IX.1) Composantes principales de l'environnement.....143

IX.2) Sources d'impacts.....144

IX.3) Éléments sensible du milieu.....144

IX.4) Impacts potentiels et mesures D'atténuation.....145

IX.5) Conclusion.....151

PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

INTRODUCTION.....153

X .1) INSTRUCTIONS STRUCTURELLES SUR LA SECURITE.....153

X.2) CONTROLE ET ENTRETIEN DU MATERIEL.....153

X.3) ORGANISATION DU SERVICE DE LA SECURITE D'OUVRAGE.....153

X.4) PRINCIPES FONCTIONS DU SERVICE DE SECURITE.....154

X.5) CAUSES DES ACCIDENTS DE TRAVAIL.....154

X.5.5) Méthode et moyens de prévention.....155

CONCLUSION.....157

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.01 : Résultats des essais géotechnique du laboratoire et l'étude de faisabilité (ANBT).....	8
Tableau III.01 : Répartition en % de la surface élémentaire.....	21
Tableau III.02 : Résultats de calcul.....	23
Tableau III.04 : Résultats du temps de concentration.....	29
Tableau III.05 : Résultats des paramètres physico-morpho-métriques du bassin versant...30	
Tableau III.06 : Répartition mensuelle de la température.....	31
Tableau III.07 : Répartition mensuelle de l'évaporation.....	32
Tableau III.08 : Répartition mensuelle des humidités relatives.....	33
Tableau III.09 : stations pluviométriques disponible au voisinage du bassin.....	33
Tableau III.10 : Répartition mensuelle des pluies.....	34
Tableau III.11 : Les précipitations pour différent fréquence.....	38
Tableau III.13 : L'apport moyenne interannuelle.....	42
Tableau III.14 : Récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.....	45
Tableau III.15 : Apports fréquentiel.....	46
Tableau III.16 : répartition des apports mensuelles de fréquence 80%.....	46
Tableau III.17 : Valeur de α en fonction de la perméabilité.....	48
Tableau III.18 : Récapitulatif des résultats du volume mort.....	49
Tableau III.19 : Récapitulatif des résultats de la formule MALLET- GAUTHIER.....	50
Tableau III.20 : Valeur de γ en fonction de bassin versant.....	51
Tableau III.21 : Récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky	51
Tableau III.22 : Récapitulatif des résultats de la formule Posenti	51
Tableau III.23 : Récapitulatif des résultats de la formule Turraza.....	52
Tableau III.24 : Récapitulatif des résultats de débit de crue.....	53

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.25 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.....	54
Tableau III.26 : Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue (monté)..	54
Tableau III.27 : Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue (décrut)..	55
Tableau III.28 : Catégories des dommages résultant des crues.....	56
Tableau III.29 : Crue de projet recommandée.....	56
Tableau III.30 : Choix de la crue de projet.....	57
Tableau III.31 : Répartition mensuelle des apports.....	58
Tableau III.32 : Surface et volume en fonction de l'altitude.....	59
Tableau III.33 : Répartition mensuelle de la consommation.....	60
Tableau III.34 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	62
Tableau III.35 : Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique	63
Tableau III.36 : Les volumes des pertes dans la retenue.....	64
Tableau III.37 : Régularisation saisonnière en tenant compte les pertes totales en Mm^3 ...	65
Tableau III.38 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	66
Tableau III.39 : Données initiales.....	71
Tableau III.40 : Résultat de calcul par la méthode de KOTCHERINE.....	72
Tableau III.41 : Tableau récapitulatif: résultats de la méthode de KOTCHERINE.....	73
Tableau III.42 : Résultat de calculs de la hauteur du barrage.....	76
Tableau III.43 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête	76
Tableau III.44 : Récapitulatif des résultats.....	77
Tableau III.45 : Volume de la digue pour $b=50m$	77
Tableau III.46 : Volume de la digue pour $b=55m$	78
Tableau III.47 : Volume de la digue pour $b=60m$	79
Tableau III.48 : Résultats de calculs du cout du déversoir pour les différentes largeurs déversantes.....	80
Tableau III.49 : Résultats de calculs du cout du coursier pour les différentes largeurs déversantes.....	81

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.50 : Coût totale du barrage.....	81
Tableau III.52 : Caractéristiques du barrage.....	82
Tableau III.53 : Volumes et débit déversant.....	83
Tableau IV.01 : Calcul des coordonnées du profil Creager.....	90
Tableau IV.02 : Résultats de calculs hydraulique.....	93
Tableau IV.03 : Récapitulatif de calcul des cotes dans le coursier.....	93
Tableau IV.04 : Paramètres et résultats de calcul de la ligne d'eau.....	96
Tableau IV.06 : Calculs des hauteurs dans chaque tronçon dans le coursier.....	97
Tableau IV.07 : Vérification de phénomène d'aération dans le coursier.....	98
Tableau V.01 : Résultats de calcul du coefficient de débit.....	107
Tableau V.02 : Calculs du débit en fonction du diamètre ($q = f(d)$).....	107
Tableau V.03 : Hauteur déversante en fonction du temps $h_{dev} = f(t)$	108
Tableau V.04 : Résultats du laminage.....	108
Tableau V.05 : Calculs de la largeur en crête pour chaque diamètre.....	109
Tableau VI.01 : Distribution mensuelle de la demande (irrigation et eau potable).....	117
Tableau VII.01 : Calcul des sous pressions par la méthode de BLIGH.....	128
Tableau X.01 : Vitesse de l'air dans les différentes canalisations suivant les normes internationales.....	156

LISTES DES FIGURES

Figure I.01 : Situation géographique du barrage BOUKHROUFA (ANBT)..... 3

Figure I.02 : Vue aérienne de la région du barrage avec les accès possible (ANBT).....4

Figure III.01 : Le bassin versant de l’oued BEHALOUFA.....18

Figure III.02 : Rectangle équivalent.....20

Figure III.03 : Histogramme des surfaces du bassin versant.22

Figure III.04 : Courbe hypsométrique.22

Figure III.05 : Le réseau hydrographique de l’oued BOUHALLOUFA.26

Figure III.06: La répartition mensuelle de la température.....31

Figure III.07: La répartition mensuelle de l’évaporation.....32

Figure III.08:La répartition mensuelle de l’humidité.....33

Figure III.09: Répartition mensuelle des pluies.....34

Figure III.10: Ajustement des pluies a la loi de Gumbel.....36

Figure III.11: Ajustement des pluies a la loi log Normal.....36

Figure III.12: Résultat d’ajustement des pluies a la loi log normal.....37

Figure III.13: Résultat d’ajustement des pluies a la loi log normal.....38

Figure III.14 : Courbes intensités durées fréquences station d’AIN EL KERMA39

Figure III.15 : La répartition mensuelle de l’apport 80%.....47

Figure III.16 : Hydrogrammes de crue pour différentes fréquences.....55

Figure III. 17 : Courbe hauteur-surface-capacité.....60

Figure III.18 : Courbe du débit en fonction de la hauteur (h_a).....72

Figure III.19 : Courbe du débit en fonction du volume.....73

Figure III.20 : Courbe d’optimisation des largeurs de l’évacuateur de crue82

Figure III.21 : Courbe des débits déversant.....83

LISTE DES FIGURES

Figure IV.01 : Description de l'évacuateur de crue latéral.....	88
Figure IV.02 : Paramètres du profil d'un déversoir.....	89
Figure IV.03 : Profil Creager.....	90
Figure IV.04 : Tranches de calcul de la largeur déversant.....	91
Figure IV.05 : Graphique de la ligne d'eau dans le coursier.....	96
Figure VI.06 : Schéma de bassin de dissipation.....	100
Figure V.01 : Schéma de calculs des paramètres d'optimisation.....	110
Figure V.02 : Courbe d'optimisation.....	111
Figure VI.01 : Répartition mensuelle de la demande (AEP, AEI).....	118
Figure VII.01 : Répartition des forces horizontales et verticales agissantes sur le déversoir.....	126
Figure VII .02 : Résultats du pré-dimensionnement du déversoir.....	127
Figure VIII.01 : Relation entre les personnes intervenantes sur chantier	135
Figure IX.01 : Composantes principales de l'environnement.....	143

ANNEXE A

Figure II.01 : Carte géologique de la région d'étude (ANRH)

ANNEXE B

Tableau III : Pluie maximale journalière de la station d'AIN EL KERMA (03-16-04)
(ANRH)

Tableau III.03 : récapitulatif des calculs.

Tableau III.12: Intensité pour les différentes fréquences

Tableau III.39 : Tableau de RADKOVITCH $r=f$ (module spécifique)

Tableau III.54 : Le laminage.

ANNEXE C

Tableau IV.05 : Récapitulatif de calcul des différents paramètres

Figure IV.07 : Abaques de calcul de bassin de dissipation USBR type III.

ANNEXE D

Tableau V.06 : Calcul d'optimisation.

Tableau V.07 : Résultats de calcul d'optimisation.

ANNEXE E

Tableau VI.02 : Surfaces d'eau dans le barrage correspondant aux différentes charges

ANNEXE F

Figure 01 : Ferrailage de la fondation de la tour de prise d'eau

Figure 02 : Ferrailage de la fondation de la tour de prise d'eau

Figure 03 : Compactage du noyau en argile du batardeau

Figure 04 : Noyau argileux du batardeau

Figure 05 : Ouvrage d'entrée de la galerie de vidange de fond

Figure 06 : Ouvrage d'entrée de la galerie de vidange de fond (fer a cheval)

Figure 07 : Ferrailage de la vidange de fond

Figure 08 : Bétonnage de la voute de la galerie de vidange de fond

Figure 09 : Préparation du bétonnage de la voute de la galerie de vidange de fond

Figure 10 : Glissement de terrain sur la paroi droite de la vidange de fond

Figure 11 : Bétonnage de la fondation de l'ouvrage de la vidange de fond

Figure 12 : Bétonnage de la fondation de l'ouvrage de la vidange de fond

Figure 13 : Installation désignée au stockage des matériaux (Gravier)

Figure 14 : Centrale à béton fixe

Figure 15 : Installation désignée au stockage des matériaux (Gravier, Sable)

Figure 16 : Armatures de ferrailage

ANNEXE G

Figure VIII.02 : Réseau à nœuds

LISTE DES PLANCHES

Planche N°01 : Plan d'aménagement du barrage BOUKHROUFA.

Planche N°02 : Coupe géologique transversale suivant l'axe de la digue du barrage BOUKHROUFA.

Planche N°03 : Profil en long de l'évacuateur de crue du barrage BOUKHROUFA.

Planche N°04 : Tour de prise d'eau du barrage BOUKHROUFA.

Planche N°05 : Dérivation provisoire du barrage BOUKHROUFA.

Planche N°06 : Diagramme de GANTT.

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est un élément indispensable pour la vie. Aussi nécessaire pour tout développement que se soit agricole ou industriel.

Le développement de notre pays se pose sur la maîtrise des ressources en eau, un facteur primordial dans la planification des budgets de l'état. Depuis la dernière décennie, l'édification des barrages a été une solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisations des ressources en eau. Intervient aussi la mise en œuvre progressive de l'interconnexion entre les barrages, permettant de ce fait une gestion dynamique et évolutive des disponibilités en eau sur tout le territoire national c'est-à-dire la où se concentrent les populations et l'activité économique, agricole ou industriel.

Dans cette optique la wilaya d'EL-TARF à bénéficié d'un important projet de réalisation d'un aménagement hydraulique, c'est celui du barrage de BOUKHROUFA qui est destiné et à l'irrigation et à l'alimentation en eau potable de la population.

Ce travail comprendra dix chapitres, nous allons faire une analyse des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site favorable à l'implantation du barrage.

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 consacra un chapitre pour le choix le plus conforme (géologie, topographie et hydrologie) et le dimensionnement de l'évacuateur de crue, l'étude de ce dernier compte sur des critères technico-économique et de sécurité.

La galerie de dérivation après avoir servi comme ouvrage de dérivation sera utilisée ultérieurement en parti comme ouvrage de vidange de fond et abritera dans l'autre partie la conduite de prise d'eau.

La construction d'une tour verticale à l'amont de la galerie n'exige pas de techniques particulières d'exécution, il convient que notre étude ne serait complète qu'avec une étude de stabilité des ouvrages annexes du barrage.

Un chapitre qui traitera les impacts environnementaux qui peuvent être produits lors de la réalisation et l'exploitation de l'ouvrage et quelques mesures d'atténuations pour ces impacts.

Un autre chapitre sera consacré à l'organisation de chantier qui interprètera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

En terminant par un chapitre qui traitera la protection et la sécurité de travail.



Chapitre I

Présentation
de la zone
d'étude

INTRODUCTION

Les barrages sont par définitions des ouvrages hydrauliques, qui empêchent sur toute la largeur une section d'une vallée et créent ainsi une cuvette artificielle géologiquement étanche. De manière générale et dans la plupart des cas, la hauteur du barrage dépasse le niveau d'eau atteint par les cours d'eau en période de forte crue. Fondamentalement, les barrages ont deux effets caractéristiques:

- La retenue d'eau créer par le barrage peut le plus souvent contenir une part importante des apports d'eau directs ou dérivés, de même que des matériaux charriés, de glace ou de la neige.
- le barrage surélève le niveau du plan d'eau à l'amont.

I.1) But des barrages

Le but principal du barrage d'après sa définition, est la rétention d'eaux, qui sert à compenser l'inégalité des apports de la rivière et à adopter l'utilisation et la consommation de l'eau aux besoins. Entre autre la protection contre les crues, et on peut dénombrer d'autres fonctionnalités:

- Protection contre les crues.
- Alimentation en eau potable.
- Améliorations de la navigation.
- Irrigation.
- Production de l'énergie électrique.
- Besoins industriels.

I.2) Présentation générale du site

Le Barrage de BOUKHROUFA, implanté à l'extrême de l'Algérie prêt des frontières Algéro-Tunisienne, situé sur l'oued BOUHALOUFA, il se trouve à une dizaine de Kilomètre au sud de la ville de BOUTELDJA et à une trentaine de Kilomètre au S.O du chef- lieu de la wilaya d'EL-TARF, la localisation géographique du site du barrage est montrée dans la figure ci-dessous, Figure I.01.

L'accès au site du barrage se fait par la route Nationale R.N°44 Reliant ANNABA à EL-KALA, a la sortie de BOUTELDJA on prend la route menant au sud vers le village de ZITOUNA.

Les coordonnées du site du barrage sont :

X=428128.150 m

Y=4065060.560 m

Z=63 m

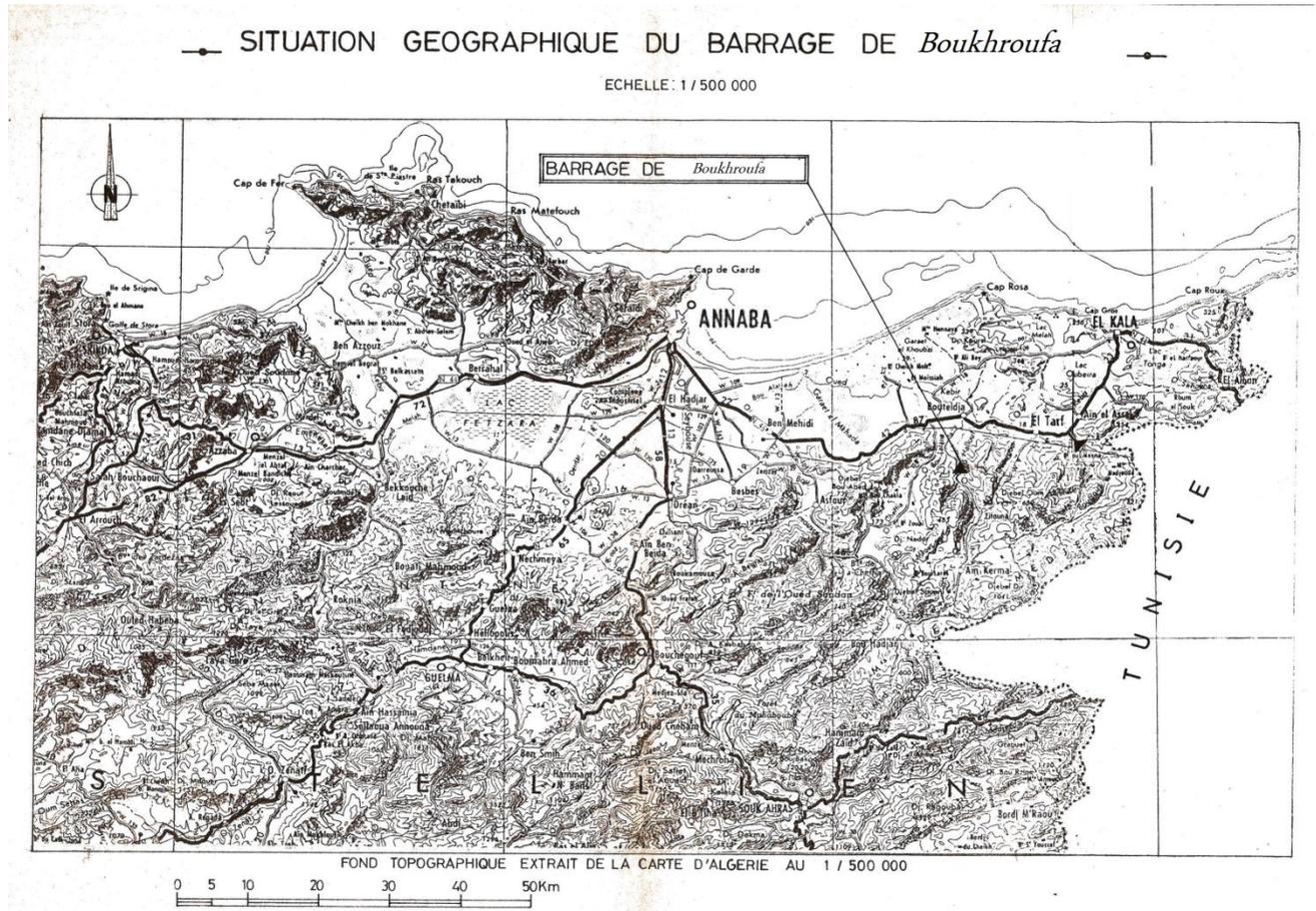


Figure I.01 : Situation géographique du barrage BOUKHROUFA (ANBT)

Avec google earth on à pu avoir une vue aérienne de la region du barrage avec les accès possibles qui est représentée dans la figure I.02.



Figure I.02 : Vue aérienne de la région du barrage avec les accès possible (ANBT)
(Echelle : 1/500 000)

I.3) Choix du site de barrage

Un intérêt particulier doit être accordé à la collecte des données fiables, dont la consistance dépend principalement de l'approche méthodologique. La présente étude nécessite des données cartographiques, hydrologiques et pluviométriques de la région où se trouve le bassin versant.

La recherche méthodique de sites du barrages est pratiquée lorsqu'il faut trouver un site potentiel de stockage pour répondre à un besoin de ressource en eau dans un secteur donné, qui peut être réduit ou très étendu (un bassin versant de plusieurs km²). Les principaux critères déterminants du choix du site du barrage sont les suivants :

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

Cette démarche fait appel aux techniques suivantes :

- Inventaire cartographique sur des cartes topographiques d'échelle appropriée à la taille de la retenue envisagée.
- Photographie aérienne.
- Prospection directe sur le terrain.

Ces trois techniques se complètent et il est toujours préférable de les associer, lorsque cela est possible, chacune apportant des éléments d'information concourant à une meilleure appréciation des caractéristiques du site :

- Cartographie : estimation « précise » des surfaces et des volumes (barrage, retenue, bassin versant) ;
- Photographie aérienne : nature du couvert végétal, occupation des sols (attention à la date de prise de vue, qui doit être la plus récente possible) ;
- Prospection directe : prise en compte de détails morphologiques et autres, premières indications sur la géologie du site, possibilité de repérage de sites de petite taille.

I.4) Conclusion

Lors de la préparation d'un inventaire de sites possibles des barrages dans la région, et sur la base des résultats géologique et des conditions topographiques, nous avons choisi la position idéale du site du barrage et de ces ouvrages annexes le plus économique et le plus stable.

A decorative blue floral border with intricate scrollwork and leaf patterns, framing the text. The border is composed of four corner pieces and four side pieces, all connected by thin lines.

Chapitre II

Synthèse

des

travaux

d'étude

INTRODUCTION

Une étude géologique et géotechnique est indispensable pour l'élaboration d'un projet de construction hydrotechnique, elle permet d'aborder :

- Les diverses techniques possibles.
- L'identification et choix du site du barrage.
- Les travaux de reconnaissance autorisent l'adaptation du projet au site choisi, avec notamment le choix du type de barrage le mieux adapté au site.
- Le suivi géologique des travaux de construction du barrage.
- La qualité géotechnique des sols sur lesquels seront implantés la digue et les ouvrages annexes, la perméabilité des sols, de la cuvette et les zones d'emprunts des matériaux de construction.

En effet, l'importance primordiale de la connaissance du contexte géologique et géotechnique dans lequel va être intégré l'ouvrage étudié, alliée à la très grande variété des fondations rencontrées, qui fait de chacun d'eux un objet unique, ne permettent pas de définir a priori l'importance et la nature des reconnaissances nécessaires.

II.1) Etude Géologique

II.1.1) but :

La réalisation d'un projet de barrage nécessite une certaine connaissance d'ordre géologique qui permet de justifier le choix du site et le type de barrage.

Cette étude géologique a pour but d'étudier la géologie du site du barrage et définir les caractéristiques géologiques principales, ainsi que la perméabilité et la stabilité de la digue et de la cuvette et les zones d'emprunts.

II.1.2) Généralité sur la zone d'étude :

La région où se situe le site est une région montagneuse d'altitude moyenne d'environ 400m son aspect monotone correspond à la monotonie des formations géologique qui le constitue, représentées par des alternances de grès et d'argilites numidiennes.

Cette zone de reliefs est découpée transversalement par la vallée de l'oued BOUHALOUFA, assez étroite en amont de l'axe, celle ci s'élargit considérablement vers l'aval dépassant parfois les 600m les affluents des deux rives présentent des caractéristiques d'oueds jeunes avec des profils longitudinaux escarpés.

Les grès numidiens totalement déchiquetés en surface se décomposent facilement par l'action d'agents externes en donnant des arènes au pied de roches décolorées.

Les strates d'argilites inter stratifiées dans cette série ont favorisé la formation, le long des pentes, des abrupts plus au moins accusés et d'assez faibles dimensions aux pieds desquels s'accumulent les blocs éboulés (zones d'écroulement) que l'on peut assimiler à de petits glissements.

En générale, on peut dire que la morphologie est partiellement contrôlée par la stratification et que localement, il y a des indications de contrôle structural du drainage, dans la partie aval, l'oued BOUHALOUFA avec un profil longitudinal relativement plat, décrit de vastes boucles (méandres) au milieu des alluvions de son lit majeur dont les épaisseurs dépassent parfois les 25m.

II.1.3) Investigations réalisées et objectifs visés:

Le programme des travaux de reconnaissances inclut des prospections géophysiques, des sondages, tranchées et puits, ainsi que des essais in-situ de perméabilité de type lugeons et Lefranc, des essais SPT (STANDART PENETRATION TEST), des essais préssiométriques et la prise d'échantillons intacts et remaniés.

La localisation des investigations a été déterminée sur la base des résultats de l'étude de faisabilité et du choix des variantes des structures principales des ouvrages.

Un tableau comparatif des différents essais effectués lors de la présente étude ainsi que la campagne de faisabilité, a été dressé ci-dessous :

Tableau II.01 : Résultats des essais géotechnique du laboratoire et l'étude de faisabilité (ANBT)

n°	type des travaux de reconnaissance réalisés	Etude de faisabilité	A.P.D	
1	Sondages	Sondages carottés	3	23
		Sondages destructifs pressiométriques	-	8
		Tranchées	-	17
		Puits	-	8
2	Prospections géotechniques	S.E	6	6
		Base sismique	11*110m	16*60m
3	Essais in-situ	Lugeons	30	83
		Lefranc	23	5
		Pressiométrique	-	128
		S.P.T	13	7
4	Echantillons	Intact	-	22
		Remanie	1	13
		Carotte	-	9
		Eaux	-	1
5	Levé Géologique	Ech 1/1000	70	75
		Ech 1/5000	925	625

II.2) Lithologie

La vallée de l'oued BOUHALOUFA dans la zone de l'axe du barrage est creusée dans des alternances d'argilites et de grés appartenant à la série numidienne, vaste ensemble charrié sur les terrains du crétacé, généralement le massif rocheux est recouvert de dépôts colluvionnaires et alluvionnaires.

Les conditions de fondation présentées par le site sont caractérisées par l'hétérogénéité de la lithologie.

II.2.1) Les argilites de Numidie:

A l'affleurement, cette formation est pratiquement inexistante, plus facilement érodable en surface, elle donne lieu à la constitution d'un sol argileux identifié par les sondages et par les tranchées excavées, ce sont des argilites gréseuses et occasionnellement des argilites marneuses de couleur variable verdâtres, brunâtres, grisâtres ou noirâtres. Ces roches présentent localement une schistosité de direction parallèle au pendage.

Les argilites se rencontrant en couches plus épaisses que les grés, elles atteignent un maximum de 13m d'épaisseur sur les appuis, et au niveau du site elles représentent de nombreux miroirs de failles, le plus souvent des altérations argilo-sableuses remplissent les fractures, néanmoins la matrice rocheuses est généralement saine.

II.2.2) Grés de Numidie:

Le grès est la seule roche qui affleure sur les deux appuis en amont de l'axe du barrage, il a une couleur variable de blanchâtre à grisâtre et occasionnellement jaunâtre et rougeâtre, sa composition est quartzeuse et le ciment est principalement siliceux.

Les grés se rencontrent en couches moins épaisses que l'argilite, ils atteignent un maximum de 14m d'épaisseur sur les appuis, ils présentent sur l'ensemble du site une intense fracturation ainsi qu'une importante altération.

Les limites entre l'argilite et le grès sont difficilement discernables sur le terrain en raison de l'épaisseur du recouvrement et de la couverture végétale, ce qui rend difficile la reconnaissance des lignes tectoniques régionales.

II.2.3 Les colluvions :

Les dépôts colluvionnaires qui recouvrent les versants sont très étendus sur toute la zone du site, provenant de l'altération superficielle des grés et des argilites, leur épaisseur est de 1-1.5m sur les parties hautes des versants, et 2.5m sur les parties basses à la limite de la plaine.

Ces colluvions sont donc constituées par des fragments de grés et d'argilites allant jusqu'à une échelle décimétriques dans une matrice argilo-sableuse.

II.2.4) Les alluvions :

Les dépôts alluvionnaires appartenant au lit actuel et à la base terrasse de l'oued BOUHALOUFA sont constitués d'argile et limon, de sable argileux et d'argile sableuse,

Le passage au substratum se fait généralement par des dépôts grossiers sablo-graveleux, et il apparait sur les coupes géologique que l'épaisseur maximale au dessus du substratum est de 24.2m.

II.3) Les failles

La campagne de reconnaissance géologique de surface, les travaux de reconnaissance par sondage, tranchées et l'application de diverses méthodes géophysique permettent de mettre en évidence l'existence de quatre failles et zones de broyage a remplissage, brécho-argileuse d'épaisseur métrique qui traversent la zone du site.

Les failles mises en évidence sont principalement de direction subparallèle a l'oued BOUHALOUFA dans sa partie amont et centrale, ces failles se traduisent dans les affleurements des gros bancs de grés par des zones très fracturées sur plusieurs mètres ainsi que par l'existence de discontinuités nombreuses présentant des stries de glissement.

Faille01: Elle a été observée en photographies aériennes et confirmé par la géophysique.

Faille02: De direction subparallèle de la stratification, elle à été observée sur la piste de rive droite en amont de l'axe, ou affleurent de gros bancs de grés.

Faille3: Elle a été observée et repérée sur la rive droite au niveau de la zone du glissement du terrain a la coté 70, ce plan de glissement qui a facilité l'écroulement des masses rocheuses.

Faille 04: A été observée sur le même affleurement que la faille 02 de direction parallèle a l'oued en amont de l'entrée de la galerie de dérivation provisoire.

Généralement et étant donné la faible variation de la stratification associée a une dispersion des fractures, on peut affirmer qu'il n'existe pas de grandes déformations tectonique dans la région de l'axe du barrage.

Dans les sédiments alluvionnaires, on na pas observé d'indices de teutonisme récent, car les couches dans les sondages présentent des structures sédimentaires sans aucun indice de déformation.

II.4) Stratigraphie au site du barrage

La vallée de l'oued BOUHALOUFA dans la zone de la cuvette du barrage est creusée dans des alternances d'argilites et de grés appartenant à la série numidienne, vaste ensemble charrié sur les terrains du crétaé.

Généralement le massif rocheux est couvert d'une mince couche de colluvions sur les versants et par des dépôts alluvionnaires dans la vallée, les grés de Numidie se détachent du relief a cause de leur résistance différentielle a l'érosion, les argilites de Numidie: peu reconnaissables en surface à cause de leur susceptibilité à l'action des intempéries.

II.4.1) Les formations superficielles:

Les versants sont composée de colluvions argilo-sableuses d'une épaisseur de 2 a 4m et dans la vallée par des alluvions constituées par des limons, sable, argiles et graves sableuses appartenant aux terrasses récentes et au lit actuel de l'oued Bouhalloufa.

La cuvette: on n'observe pas de discontinuités significatives dans les systèmes principaux des structures géologique au niveau des affleurements, et on peut remarquer deux systèmes principaux dans l'orientation des fractures N-NE et O-NO.

II.5) Hydrogéologie

La connaissance de la nature des matériaux des alluvions et de rocher de fondation de la région permettent de distinguer au moins deux nappes, celle des alluvions au fond de la vallée et celle des grés de Numidie, Dans la plaine le niveau phréatique présente une variation importante entre les périodes humides et sèches.

La nappe aquifère des grés de Numidie a été mise en évidence dans la zone de la cuvette par des petites sources qui jalonnent le contact grés et argilites sous-jacentes, ces dernières constituent des écrans étanches, les débits de ces sources sont faibles, de l'ordre de 0.5 a 1 L/min.

La connaissance de la nature pétrographique des grés et du système de discontinuités qui le recourent permet de penser que le massif rocheux est perméable.

II.5.1) Stabilité des versants:

Dans la zone à inonder par la future retenue, il est fréquent qu'il y'ait des éboulis de pente et des zones d'écoulements de roches, ces phénomènes identifient la présence d'affleurements de roches gréseuses, le phénomènes de reptation des sols sont liés aux sols d'altération superficielles du substratum ainsi qu'aux colluvions des versants et au niveau du site du barrage et en rive droite est mis en évidence un glissement (écroulement) dans les gros bancs de grés, et qui n'atteint pas une importance significative.

Les glissements peuvent jouer un rôle important au niveau des ouvrages mais sont cependant peu volumineux à l'échelle de la retenue pour y faire attention et prévoir ainsi des mesures de protection spéciales, et le phénomène de marnage pourrait avoir pour effet de rendre instables les sols argileux et les argilites dont le pendage serait voisin de l'angle de frottement.

La couverture végétale de la zone de la retenue est importante et devrait en principe permettre une atténuation du phénomène d'érosion des versants.

II.6) Fondation des ouvrage annexes

II.6.1) Digue et galerie d'injection:

A la base des résultats des reconnaissances (géologique et géotechnique) afin d'appuyer la digue en matériaux alluvionnaires sur une fondation acceptable on doit prévoir d'excaver totalement les sols colluvionnaires des rives et une partie des sols alluvionnaires.

Cette excavation sera faite au dessous du niveau de la nappe phréatique, afin de réaliser les excavations dans de bonnes conditions, il ya lieu de prévoir un système de drainage et de pompage des eaux souterraines.

II.6.2) Galeries de dérivations et tour de prise:

La galerie de dérivation présente un trace rectiligne, elle est placée au pied du talus de l'appui rive droite et sera posée sur le massif rocheux et recouverte par le remblai de la digue.
Evacuateur de crues:

L'évacuateur de crue est situé sur la rive droite et son axe est perpendiculaire à l'axe du barrage, le radier de l'évacuateur sera entièrement entaillé dans le massif rocheux, sur toute la longueur du coursier, le massif rocheux est très altéré, dans la zone du déversoir ou affleurement de gros bancs de grés, les conditions géologique seront plus favorables.

II.7) Géologie des matériaux de construction

II.7.1) Introduction:

Le programme initialement proposé pour la reconnaissance des zones d'emprunts a été établi sur la base :

- Des résultats de l'étude de faisabilité.
- Type des digues proposées à ce stage de l'étude.
- Les premières observations de terrain.

Au vu des renseignements collectés lors des premières investigations et en se basant sur le contexte géologique régional, la variante en matériaux alluvionnaires s'impose. La carte géologique de la région est représenté dans la figure II.01 dans l'annexe A.

II.7.2) Les Zones d'emprunts :

II.7.2.1) Zone 01:

C'est la carrière principale qui assurera les matériaux de construction nécessaire pour les filtres, les drains et pour les agrégats a bétons, elle est situé a environ 400m l'amont de l'axe du barrage, elle comprend le lit actuel de l'oued et les terrasses avoisinantes sur une distance approximative de 4.0Km.

En tenant compte des caractéristique géomorphologique du terrain et le type de dépôts alluvionnaires, la zone 01 peut être divisée en huit sous zone (de A à H).

II.7.2.2) Zone 02:

Cette Zone assurera les matériaux argileux nécessaires pour les éléments d'étanchéité prévus pour la digue du barrage, elle est située approximativement à 1km en aval de l'axe du barrage sur la rive gauche de l'oued dans un méandre bien souligné en forme de fer à cheval d'une surface de 17 ha environ, Cette zone a été étudiée par 8 puits d'une profondeur moyenne de 4m.

II.7.2.3) Zone 03:

Elle est occupé sur une longueur de 500m et une largeur de 200m le massif rocheux de la rive gauche de l'oued BOUHALOUFA, comprise entre les cotes 60 et 125NGA, elle est donc située approximativement à 2km en aval de l'axe du barrage et a 150m N.O de la zone 02, cette zone a été étudié avec 4 forage carottés implantés sur la crête du massif, 3 tranchées et 6 trainées électrique , cette zone a été divisé en 3 blocs distincts .

II.7.2.4) Zone 04:

La zone Alluvionnaire 4 est située en rive droite de l'oued à environ 4km en aval du barrage, elle correspond à une haute terrasse disposée sur un ancien méandre de l'oued, entre les cotes 30 et 107NGA, cette zone a été étudiée par 6 sondages carottés, 8 puits et 7 tranchées.

II.8) Sismicité**II.8.1) Introduction:**

Selon les modèles géotechniques actuels, le continent africain situé sur la plaque du même nom est en collision avec la plaque eurasienne le long d'une ligne qui s'étend de Gibraltar jusqu'a la Turquie à l'est en traversant l'Algérie.

II.8.2) Sismicité régionale:

La sismicité de la région de BOUHALOUFA est évaluée dans un rayon de 200km autour du site de barrage, à la base de la carte des épacentres, les cartes géologiques de l'Algérie et de la Tunisie ont servie de support.

On remarque que dans la zone immédiate du site, aucun séisme important n'a été enregistré, cependant les ouvrages de génie civil construit dans cette région ressentiront les effets des séismes de la région de Constantine, Guelma et de la vallée de Medjerda qui se manifestent par une acticité sismique importante.

II.8.3) Evaluation des caractéristiques du séisme de projet:

Pour les grands ouvrages de Génie civil l'évaluation des caractéristiques du séisme à prendre en compte dans les calculs est élément important, la détermination de ces caractéristique du séisme de projet peut être évalué par la méthode déterministe, statistique ou de l'intensité maximum.

L'examen des cartes des épacentres montrent que la zone proche du site de barrage n'est pas directement affectée par des séismes importants, cependant elle ressent parfois violement les secousses des régions avoisinantes nettement plus actives (Vallée de la Medjerda, Guelma, Constantine).

L'ensemble des considérations développées auparavant nous conduisent à estimer une valeur d'accélération au sol de 0.2 pour le séisme de projet, et de 0.35G pour le séisme exceptionnel.

II.9) conclusion

Le site de barrage de BOUHALOUFA de morphologie large présente une structure monoclinale de pendage (20°) aval légèrement tourné vers la rive droite, et constitué par une alternance d'argilite et de grés du numidien d'épaisseur variable.

Ces formations sont recouvertes sur les rives par un épais manteau de colluvions argileuse emballent des éléments gréseux.

Les conditions géologique et géotechniques ainsi que la nature et la quantité des matériaux disponibles nous conduisent a rejeter les variantes d'ouvrage rigides et a proposer de construire un barrage souple en terre, et l'ensemble des ouvrages annexes sera concentré sur la rive droite vu les conditions géologique relativement plus favorables qui y règnent .

Il est impératif de fonder la digue:

- Sur les rives après excavation des colluvions sous toute l'emprise de la digue.
- Dans la vallée, nous proposons de fonder la digue sur les alluvions graveleuses après excavation des deux niveaux supérieurs (argiles limoneuses et sable argileux).
- Le niveau important de perméabilité mis en évidence, impose la réalisation d'un voile d'injection qui devra fermer toutes possibilités d'infiltration amont aval des eaux.

A decorative blue floral border with intricate scrollwork and leaf patterns, framing the text. The border consists of four ornate corner pieces connected by thin lines.

Chapitre III

Etude

hydrologique

INTRODUCTION

On définit l'hydrologie comme étant la science qui traite des eaux que l'on trouve à la surface de la Terre, ainsi qu'au-dessus et au-dessous, de leur formation, de leur circulation et de leur distribution dans le temps et dans l'espace, pour cela le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont liés à une évaluation correcte de l'importance de la crue. Dans ce cadre nous procédons dans une étude hydrologique du bassin versant de l'oued **BOUHALLOUFA** pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation du barrage, comme le volume mort, le volume utile, le débit régularisé, le débit de crues, le débit solide, le laminage des crues....etc.

III.1) BASSIN VERSANT

III.1.1) Définition du bassin versant :

Le bassin versant est un espace géographique dont les apports hydriques naturels sont alimentés exclusivement par les précipitations, et dont les excès en eaux ou en matières solides transportés par l'eau forment à un point unique de l'espace une embouchure ou exutoire.

Aujourd'hui, en hydrologie, les termes bassin et bassin versant sont synonymes. Ils désignent :

- Soit la totalité de l'espace drainée par un système fluvial quelque soit sa taille.
- Soit une partie de cet espace (par ex., le bassin versant d'un affluent ou d'un sous affluent).
- Soit encore la superficie, même très petite, drainée par un cours d'eau quelconque en amont d'un point précis qui est souvent une station de jaugeage (ex. les petits bassins versants "d'investigation" ou "expérimentaux" ou "représentatifs").

III.1.2) Comportement hydrologique :

L'analyse du comportement hydrologique d'un bassin versant s'effectue le plus souvent par le biais de l'étude de la réaction hydrologique du bassin face à une sollicitation (la précipitation). Cette réaction est mesurée par l'observation de la quantité d'eau qui s'écoule à l'exutoire du système. La représentation graphique de l'évolution du débit Q en fonction du temps t constitue un hydrogramme de crue. La réaction du bassin versant peut également être représentée par un limnigramme qui n'est autre que la représentation de la hauteur d'eau mesurée en fonction du temps.

III.1.3) Caractéristiques morphologiques du bassin versant:

- Superficie :

C'est le paramètre le plus important du bassin parce qu'il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques tels que le débit le volume de précipitation ou d'infiltration, elle est déterminée par le planimètre.

$$S = 176.5 \text{ km}^2$$

- Périmètre :

Il correspond à la longueur de la limite extérieure du bassin, il est déterminé à l'aide d'un curvimètre.

$$P = 72 \text{ km}$$

- Indice de compacité de Gravelius:

L'indice de compacité est défini comme étant le rapport du périmètre à la surface du bassin versant, Il permet de comparer les bassins versants entre eux de points de vue de forme : plus la forme du bassin prend la forme d'un cercle ; plus il est ramassé, plus la forme du bassin est proche d'un rectangle ; plus il est allongé.

$$K_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi \cdot S}} \approx 0,28 \cdot \frac{P}{\sqrt{S}}$$

K_G : Indice de compacité de Gravelius,

S : surface du bassin versant [km^2],

P : périmètre du bassin [km].

. Il est proche de 1 pour un bassin versant de forme quasiment circulaire et supérieur à 1 lorsque le bassin est de forme allongée.

A.N :

$$K_G = 0,28 \frac{72}{\sqrt{176,5}} = 1,53$$

$K_G > 1$ donc le bassin est allongé

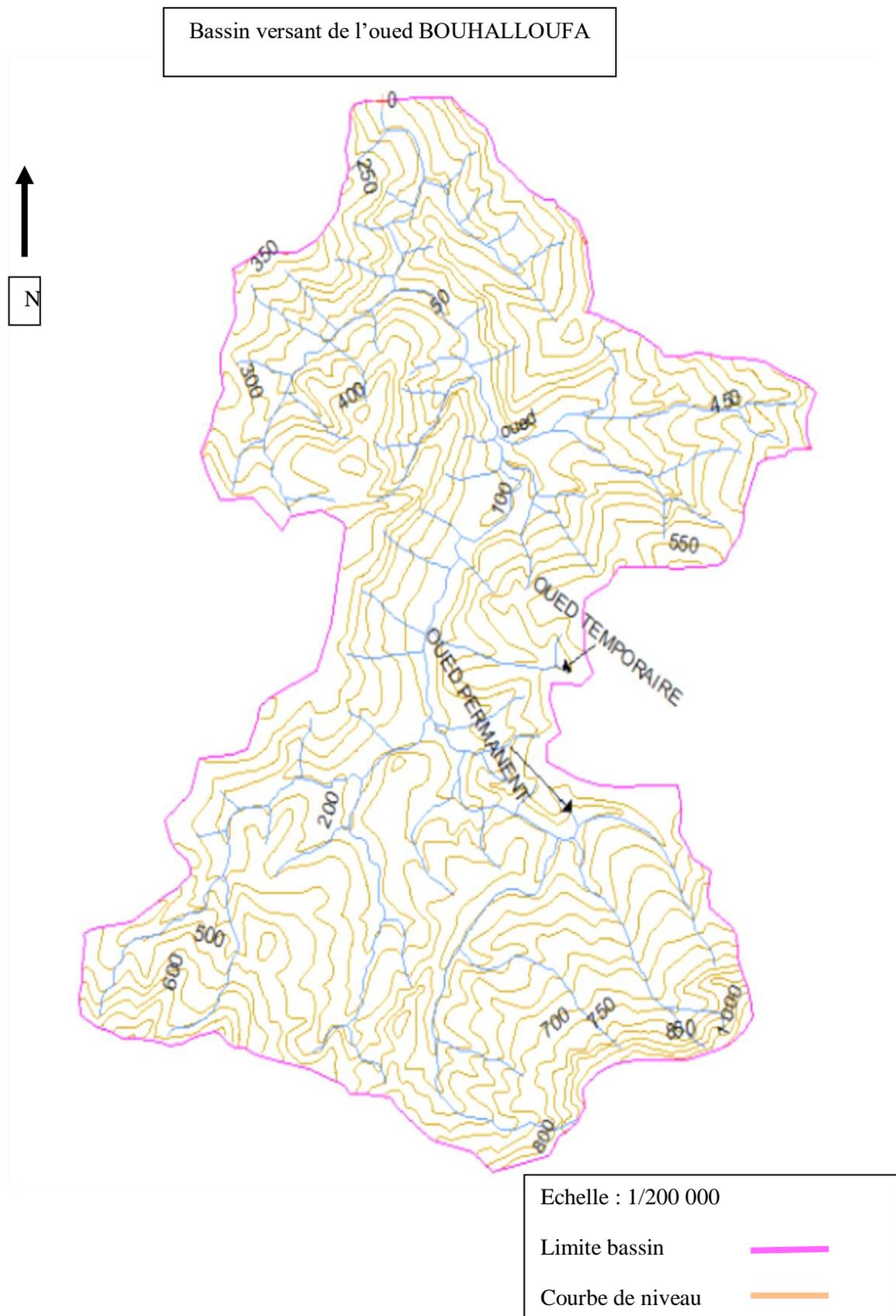


Fig.III.01 : Le bassin versant de l'oued BEHALOUFA

- Rectangle équivalent : La notion de rectangle équivalent ou rectangle de
- Gravelius, introduite par Roche (1963), permet de comparer facilement des bassins versants entre eux, en ce qui concerne l'influence de leurs caractéristiques sur l'écoulement.

Le bassin versant rectangulaire résulte d'une transformation géométrique du bassin réel dans laquelle on conserve la même superficie, le même périmètre (ou le même coefficient de compacité) et donc par conséquent la même répartition hypsométrique. Les courbes de niveau deviennent des droites parallèles aux petits côtés du rectangle. La climatologie, la répartition des sols, la couverture végétale et la densité de drainage restent inchangées entre les courbes de niveau.

Si L et I représentent respectivement la longueur et la largeur du rectangle équivalent, alors :

Le périmètre du rectangle équivalent [$P=2(L+I)$].

La surface du rectangle équivalent [$A=L \cdot I$].

Le coefficient de compacité [$K_C = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$]

En combinant ces trois relations, on obtient :

$$L = \frac{K_G \cdot \sqrt{A}}{1,12} \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_G} \right)^2} \right) \quad \text{Si } K_G \geq 1,12$$

$$\text{A.N : } L = \frac{1.53\sqrt{176.5}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{1.53} \right)^2} \right] = 30.51 \text{ km}$$

D'où :

$$L = 30.51 \text{ Km}$$

Donc :

$$I = \frac{176.5}{30.51} = 5.79 \text{ km}$$

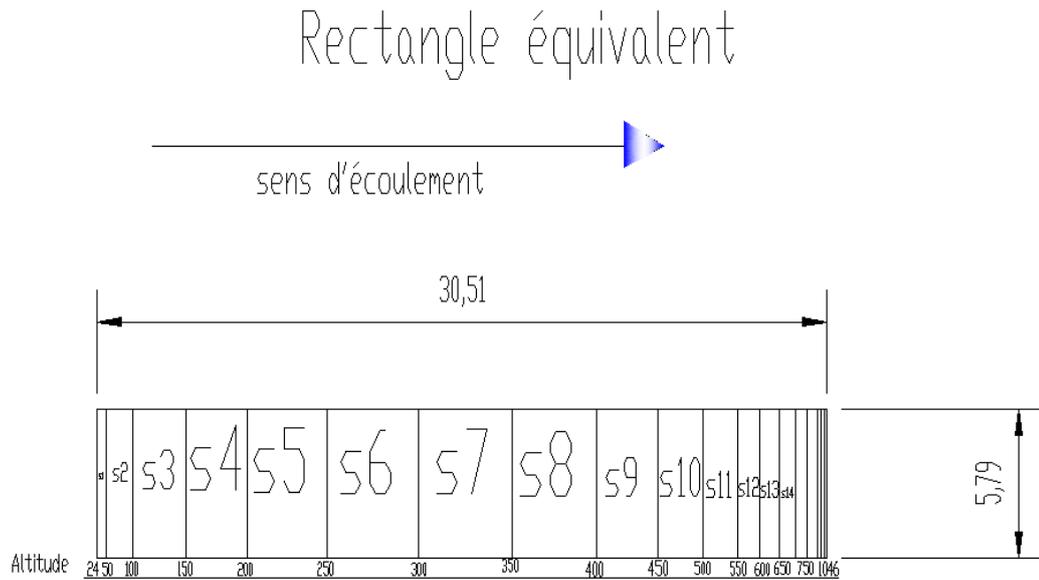


Figure III.02 : Rectangle équivalent

III.1.4) paramètres du relief :

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

III.1.4.1) La courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

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

Tableau III.01 : Répartition en % de la surface élémentaire.

Altitude (m)	Si (km ²)	Si (%)	Si Cum (%)
24/50	2,19765	1,245126527	99,99999583
50/100	6,47929	3,670986434	98,7548693
100/150	12,81664	7,261553992	95,08388287
150/200	14,71229	8,335575071	87,82232888
200/250	19,44752	11,0184271	79,48675381
250/300	22,04359	12,4892885	68,4683267
300/350	22,69917	12,86072115	55,97903821
350/400	20,46844	11,59685094	43,11831705
400/450	14,93553	8,462055994	31,52146611
450/500	10,85790	6,151783398	23,05941012
500/550	8,25312	4,675991204	16,90762672
550/600	5,46913	3,098657688	12,23163552
600/650	4,79112	2,714515629	9,132977829
650/700	3,70849	2,10112976	6,4184622
700/750	2,80804	1,590955272	4,317332441
750/800	1,65473	0,937523143	2,726377168
800/850	1,03552	0,586699063	1,788854025
850/900	0,85885	0,486603303	1,202154962
900/950	0,70578	0,399873771	0,715551659
950/1000	0,39797	0,225477386	0,315677888
1000/1046	0,15920	0,090200502	0,090200502
surface totale (Km²)	176,50000	100%	

Les altitudes caractéristiques :

- **L'altitude maximale et minimale :**

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatologiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente, donc d'après la carte topographique (Figure III.03) on a :

$$H_{\max} = 1046 \text{ m NGA} \quad \text{et} \quad H_{\min} = 24 \text{ m NGA}$$

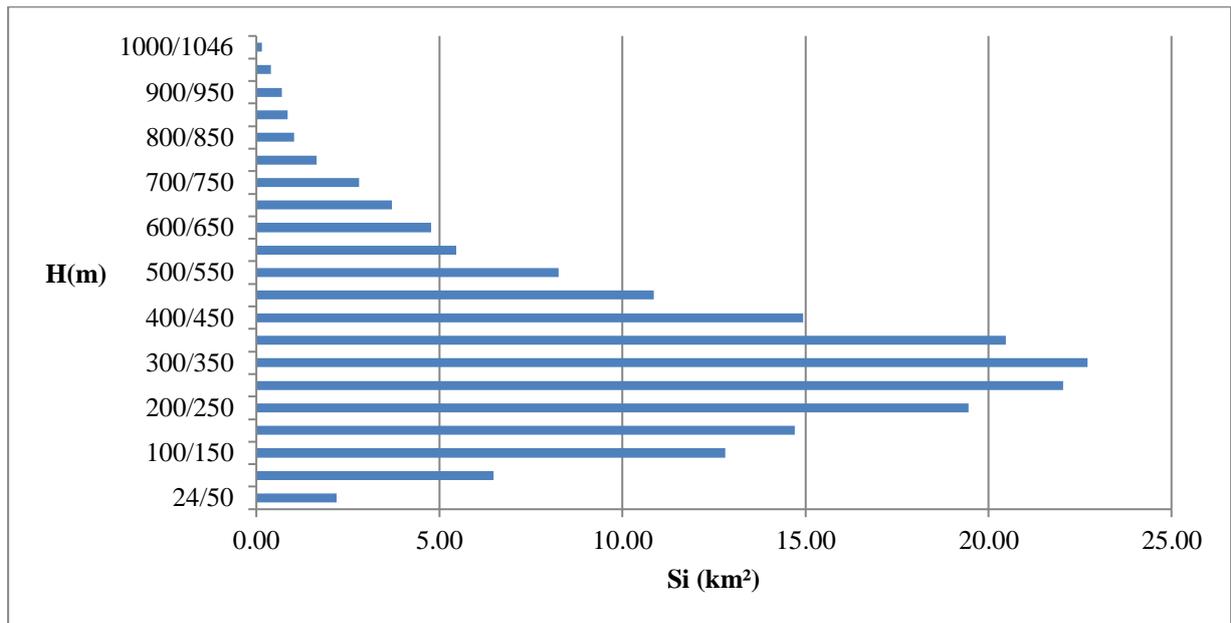


Figure III.03 : Histogramme des surfaces du bassin versant

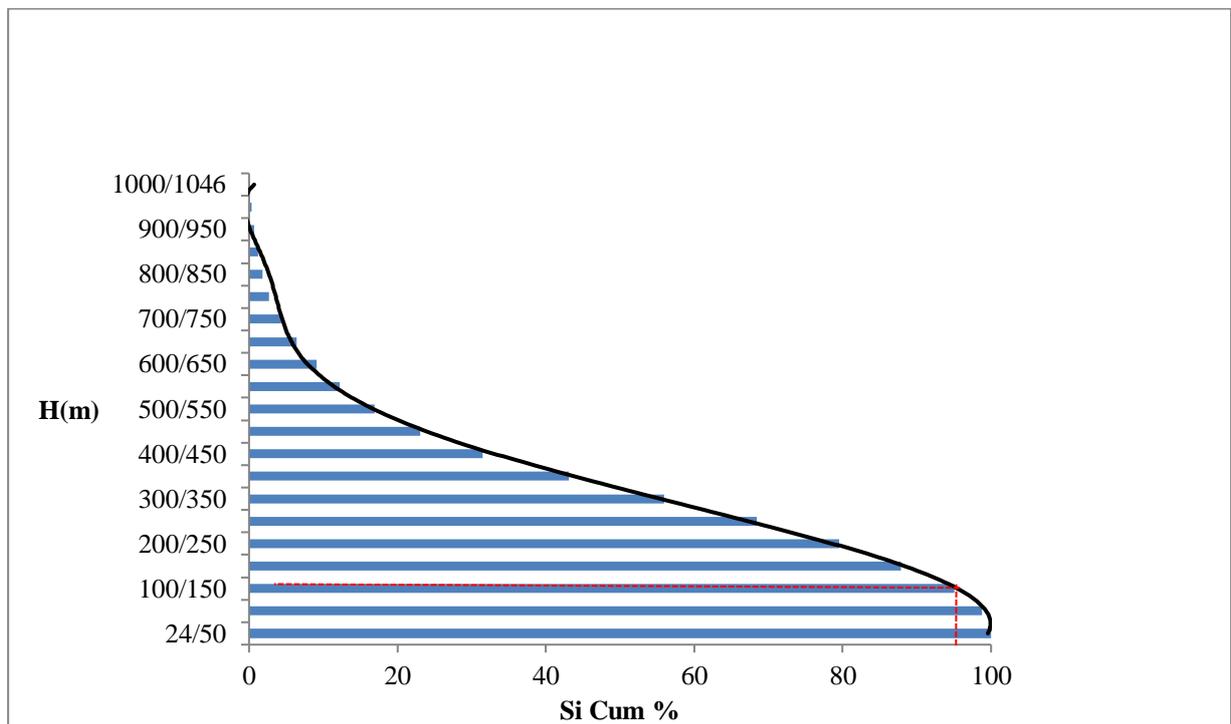


Figure III.04 : Courbe hypsométrique

III.1.4. 2) L'altitude moyenne du bassin versant:

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique. On peut la définir comme suit :

$$H_{\text{moy}} = \frac{S_i \cdot H_i}{S}$$

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].

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

Tableau III.02 : Résultats de calcul.

Altitude (m)	Hi (m)	Si (km)	Si*Hi
24/50	37	2,19765	81,31299
50/100	75	6,47929	485,9468
100/150	125	7,26155	907,6942
150/200	175	8,33556	1458,723
200/250	225	11,01843	2479,147
250/300	275	12,48929	3434,555
300/350	325	12,86071	4179,731
350/400	375	20,46844	7675,665
400/450	425	14,93553	6347,6
450/500	475	10,8579	5157,503
500/550	525	8,25312	4332,888
550/600	575	5,46913	3144,75
600/650	625	4,79112	2994,45
650/700	675	3,70849	2503,231
700/750	725	2,80804	2035,829
750/800	775	1,65473	1282,416
800/850	825	1,03552	854,304
850/900	875	0,85885	751,4938
900/950	925	0,70578	652,8465
950/1000	975	0,39797	388,0208
1000/1046	1023	0,1592	162,8616

D'où :

$$H_{\text{moy}} = \frac{51311}{176.5} = 290.7 \text{ m.NGA}$$

- **L'altitude médiane**

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière, d'après la courbe hypsométrique (Figure III.04) on a :

$$H_{50\%}=350\text{m}$$

$$H_{5\%}=710\text{m}$$

$$H_{95\%}=130\text{m}$$

III.1.4.3) La pente moyenne du bassin versant :

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct c.à.d le temps de concentration (T_c) et influence directement le débit de pointe lors d'une averse.

Plusieurs méthodes ont été développées pour estimer la pente moyenne d'un bassin. Toutes se basent sur une lecture d'une carte topographique réelle ou approximative. La méthode proposée par Carlier et Leclerc (1964) consiste à calculer la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires comprises entre deux altitudes données. Une valeur approchée de la pente moyenne est alors donnée par la relation suivante :

$$i_m = \frac{D \cdot L}{S}$$

Où :

i_m : pente moyenne [%],

L : longueur totale de courbes de niveau [km],

D : équidistance entre deux courbes de niveau [m],

S : surface du bassin versant [km²].

Cette méthode de calcul donne de bons résultats dans le cas d'un relief modéré et pour des courbes de niveau simples et uniformément espacées. Dans les autres cas, il convient de styliser les courbes de niveau pour que leur longueur totale ait un sens réel vis-à-vis de la pente.

Le calcul de la pente moyenne tout comme celui de leur exposition (orientation des pentes) peut-être assez facilement automatisée en se basant sur des données numériques représentant la topographie des bassins versants (Modèle Numérique d'Altitude).

$$i_m = \frac{50 \cdot 10^{-3} * 644.4}{176.5} \cdot 100\% = 18.26\%$$

III.1.4.4) Indice de pente globale i_g :

Cet indice est déterminé par la formule suivante

$$i_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L}$$

L : la longueur du rectangle équivalent.

$H_{5\%} = 710 \text{ m}$; $H_{95\%} = 130 \text{ m}$.

A.N :

$$i_g = \frac{710-130}{30.51.10^3} \cdot 100\% = 1.90\%$$

III.1.4.5) L'indice de pente i_p :

Cet indice se calcule à partir du rectangle équivalent. Il est égal à la somme des racines carrées des pentes moyennes de chacun des éléments pondérés par la surface intéressée, soit :

$$i_p = \frac{1}{L} \cdot \sum_{i=1}^n \left(x_i \cdot \sqrt{\frac{d}{x_i}} \right)$$

i_p : indice de pente [%]

L : longueur du rectangle [m];

x_i : distance qui sépare deux courbes sur la rectangle [m];

d : distance entre deux courbes de niveau successives [m];

d/x_i : Pente moyenne d'un élément [%];

Le récapitulatif de calculs est donné dans le **tableau III.03** dans l'annexe (A)

D'où :

$$i_p = \frac{155.01}{30.51} = 5.08\%$$

III.1.5) caractéristiques hydrographiques du bassin versant :

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin, Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes, et selon la classification de Schaum, qui dit « Est d'ordre (x+1), tout tronçon de cours d'eau, forme par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x) ». Pour notre bassin versant, après avoir placé l'ordre de chaque cours d'eau on tombe sur un cours d'eau d'ordre 5.

La classification de Schaum sur notre bassin versant est représentée dans la **figure III.05**

III.1.5.1) La longueur du cours d'eau principal (L) :

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

$$L = 31.4 \text{ km}$$

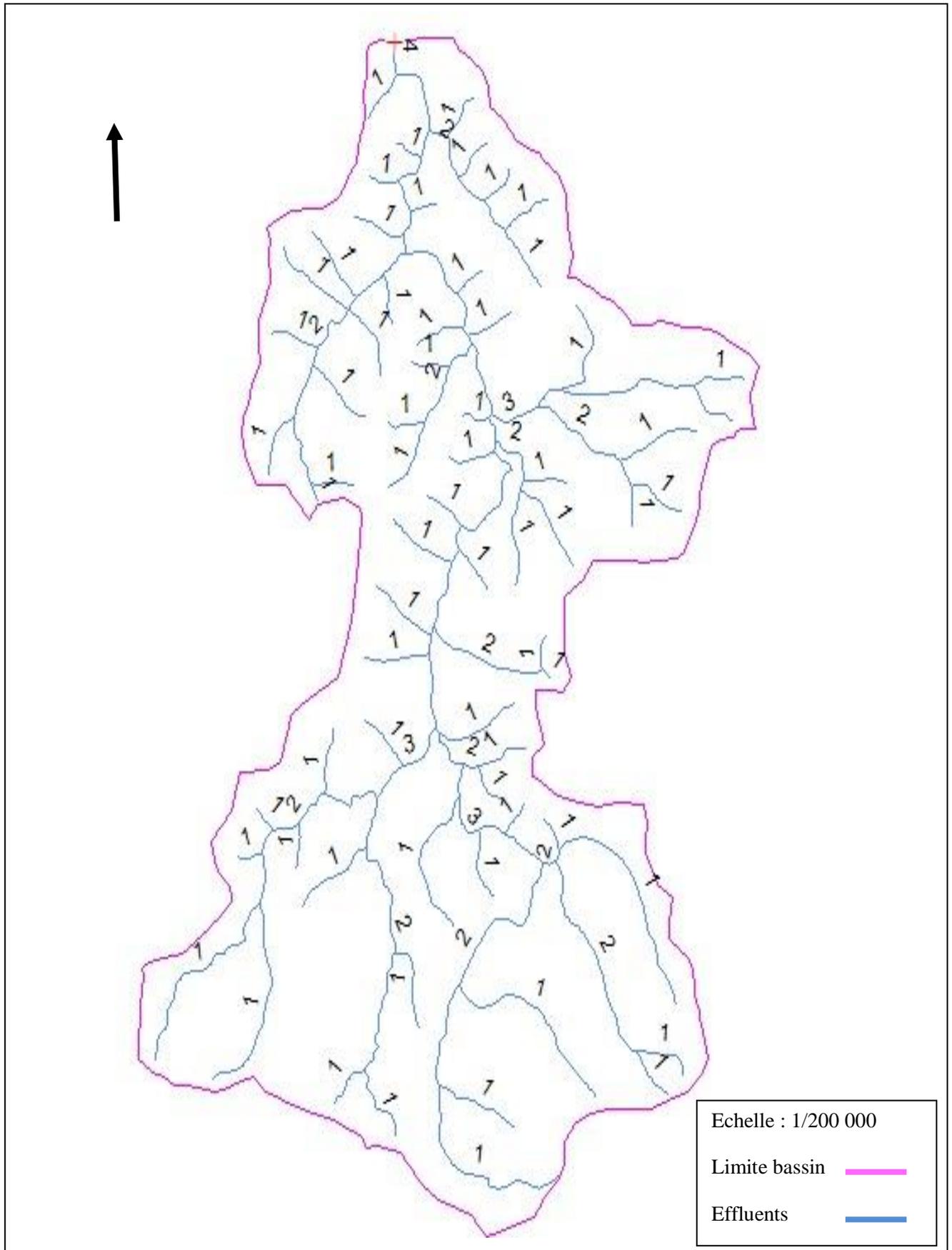


Figure III.05 : Le réseau hydrographique de l'oued BOUHALLOUFA

III.1.5.2) La pente moyenne d'un cours d'eau :

Ce paramètre a pour but la détermination de vitesse d'écoulement jusqu'à arriver à l'exutoire du bassin, donc elle a une influence sur le temps de concentration et par conséquent, il agit sur le débit maximal observé, Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps nécessaire à s'infiltrer, entièrement ou en partie, dans le sol.

$$P_{\text{moy}} = \frac{\Delta H_{\text{max}}}{L}$$

Où :

P_{moy} : pente moyenne du cours d'eau [m/km] ;

ΔH_{max} : dénivellation maximale de la rivière [m] ;

L : longueur du cours d'eau principal [km].

A.N :

$$P_{\text{moy}} = \frac{1046 - 24}{31.4 \cdot 10^3} \cdot 100\% = 3.26\%$$

III.1.5.3) Le degré de développement du réseau :**III.1.5.3.1) La densité de drainage :**

La densité de drainage, introduite par Horton, est la longueur totale du réseau hydrographique par unité de surface du bassin versant :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} L_i}{S}$$

Avec :

D_d : densité de drainage [km/km²] ;

L_i : la somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i [km] ;

S : surface du bassin versant [km²].

La densité de drainage dépend de la géologie des caractéristiques topographiques du bassin versant et, dans une certaine mesure, des conditions climatologiques et anthropiques.).

A.N :

$$D_d = \frac{181.848}{176.5} = 1.03 \text{ km/km}^2$$

III.1.5.3.2) La densité hydrographique coefficient de torrentialité :

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

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{S}$$

Où :

F : densité hydrographique [km^{-2}] ;

N_i : nombre de cours d'eau ;

S : superficie du bassin [km^2].

En somme, les régions à haute densité de drainage et à haute densité hydrographique (deux facteurs allant souvent de pair) présentent en général une roche mère imperméable, un couvert végétal restreint et un relief montagneux. L'opposé, c'est-à-dire faible densité de drainage et faible densité hydrographique, se rencontre en région à substratum très perméable, à couvert végétal important et à relief peu accentué.

$$F = \frac{84}{176.5} = 0.48 \text{ km}^{-2}$$

III.1.5.3.3) coefficient de torrentialité :

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

$$C_t = D_d \cdot F$$

D_d : Densité de drainage;

F : Densité hydrographique.

A.N :

$$C_t = 1.03 \cdot 0.48 = 0.49$$

III.1.5.3.4) Le temps de concentration :

Le temps de concentration t_c des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier, il est calculé par les formules suivantes :

- Formule de GIANDOTTI :

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}$$

Avec :

A : Surface du bassin versant en [Km^2] ;

L : longueur du talweg principale en [Km];

H_{moy} , H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du B.V en [m].

A.N :

$$T_c = \frac{4\sqrt{176.5} + 1.5 \cdot 31.4}{0.8\sqrt{290.71 - 24}} = 7.67 \text{ heure}$$

- Formule de CALIFORNIA:

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot L^3}{H_{\max} - H_{\min}} \right)^{0,386}$$

A.N :

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot 31.4^3}{1046 - 24} \right)^{0,386} = 3.54 \text{ heure}$$

- Formule de KIRPICH :

$$T_c = 0,6615 \cdot L_p^{0,77} \cdot i_{\text{moy}}^{0,385}$$

Avec :

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

i_{moy} : Pente moyenne du bassin versant.

A.N :

$$T_c = 0,6615 \cdot 31.4^{0,77} \cdot 0.1826^{0,385} = 4.89 \text{ heure}$$

- Formule de VENTURA :

$$T_c = 1,1272 \sqrt{\frac{A}{i_{\text{moy}}}}$$

A.N :

$$T_c = 1,1272 \sqrt{\frac{176.5}{0.1826}} = 3.96 \text{ heure}$$

Les résultats de différentes méthodes sont présentés dans le Tableau suivant (Tableau III.4).

Tableau III.04 : Résultats du temps de concentration.

Formule	T_c (heure)
GIANDOTTI	7.67
CALIFORNIA	3.54
KIRPICH	4.89
VENTURA	3.96

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

$$T_c = 4.89 \text{ heure}$$

III.1.5.3.5) Vitesse moyenne de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c}$$

L : Longueur de talweg principal en [Km];

T_c : temps de concentration en [heure].

A.N :

$$V_R = \frac{31.4}{4.89} = 6.42 \text{ km/h}$$

Tableau III.05 : Résultats des paramètres physico-morphométriques du bassin versant.

Désignation	unité	Sym.	valeur
Surface	Km ²	S	176.5
Altitude maximale	m	H _{max}	1046
Altitude minimale	m	H _{min}	24
Altitude moyenne	m	H _{moy}	290.71
Altitude médiane	m	H _{méd}	350
Indice de pente globale	%	i _g	1.90
Pente moyenne du bassin versant	%	i _m	18.26
Densité de drainage	Km/km ²	D _d	1.03
Pente moyenne du cours d'eau	%	P _{moy}	3,26
Densité hydrographique	Km ⁻²	F	0.48
Longueur du cours d'eau principale	Km	L	31.4
Périmètre du bassin	Km	P	72
Indice de compacité de Gravelius	***	K _G	1,53
Temps de concentration	H	T _c	4.89
Coefficient de torrentialité	***	C _t	0.49

III.2) CARACTERISTIQUES CLIMATIQUES

III.2.1) La température :

De façon générale le climat de la région est de type semi aride caractérisé par un été sec et chaud et un hiver relativement doux et humide.

La température moyenne de la région est de 18.1 °c et la répartition mensuelle est la suivant :

Tableau III.06 : Répartition mensuelle de la température.

Mois	Températures minimales (°c)	Températures maximales (°c)	Températures moyennes (°c)
Janvier	-0.9	32.8	11.3
Février	-0.8	31	11.6
Mars	0.9	35.4	13.5
Avril	1.4	36.3	15.5
Mai	3.7	41.5	18.9
Juin	8.6	45.8	22.7
Juillet	11.8	46.0	25.3
Août	12.8	46.4	26.1
Septembre	10	44	24.1
Octobre	5.4	39.1	20
Novembre	1.1	37	15.5
Décembre	-0.6	29.8	12.2
Annuel	-0.9	46.4	18.1

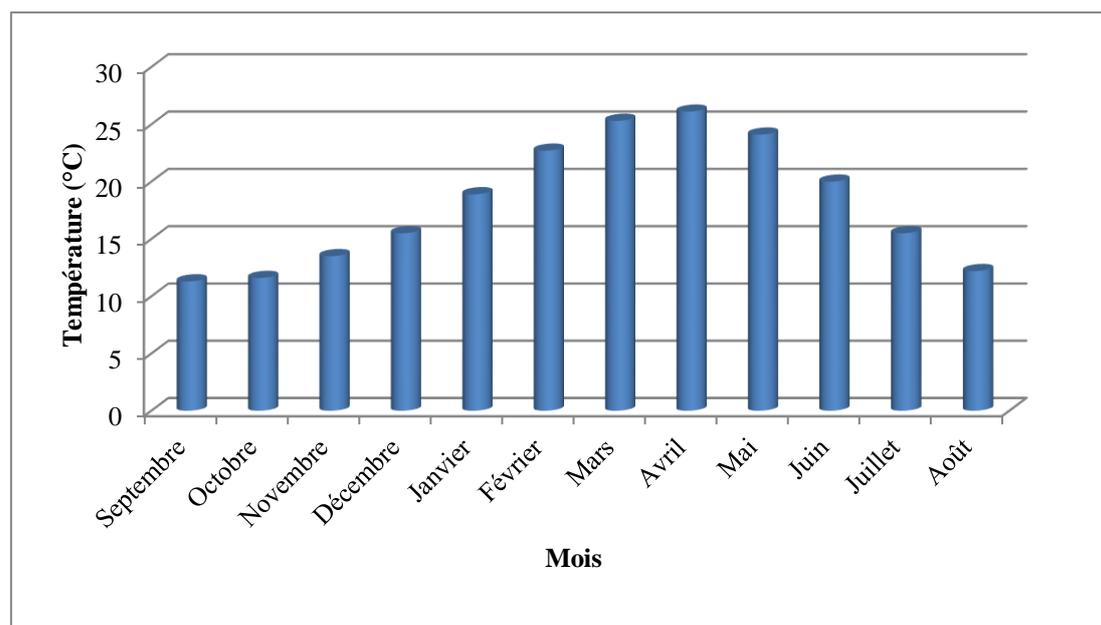


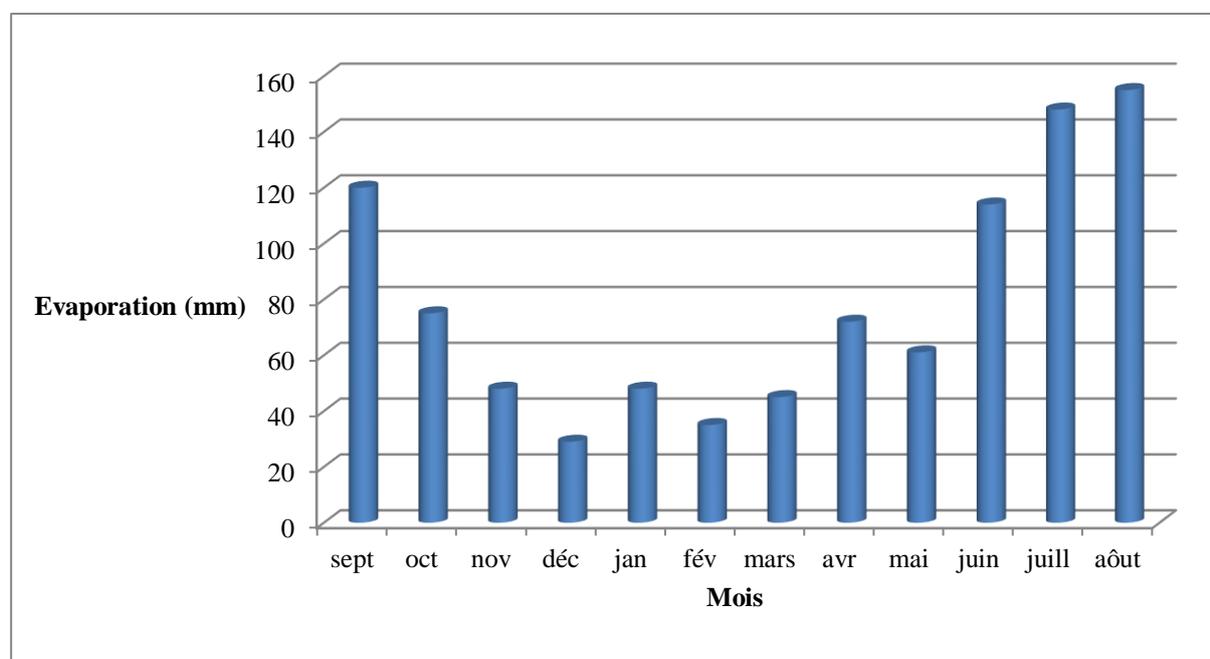
Figure III.06: La Répartition mensuelle de la température

III. 2.2) L'évaporation :

L'évaporation moyenne annuelle totale mesurée dans la région peut atteindre 1078 mm, La répartition mensuelle de l'évaporation est donnée dans le tableau suivant :

Tableau III.07 : Répartition mensuelle de l'évaporation

mois	sept	oct	nov	déc	jan	fév	mar s	avr	mai	juin	juill	aôut	Moy
Evap (mm)	125	94	54	34	58	34	50	71	95	118	167	178	1078
Evap moy	120	75	48	29	48	35	45	72	61	114	148	155	955

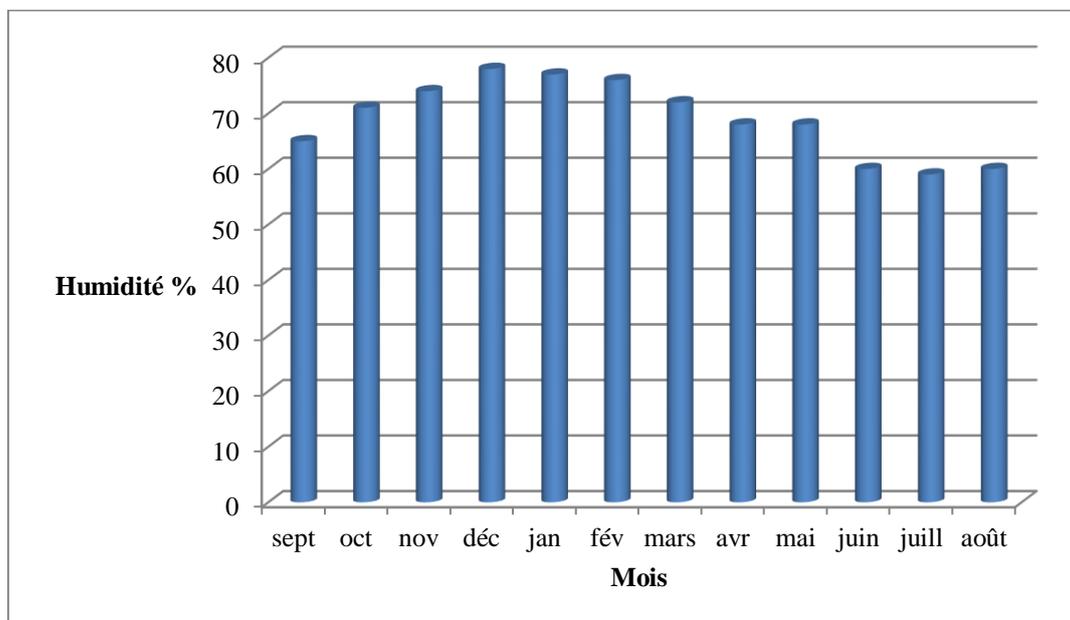
**Figure III.07: La répartition mensuelle de l'évaporation****III.2.3) Humidité relative de l'aire :**

L'humidité relative annuelle est égale à 69 %, les valeurs extrêmes sont 78% dans le mois de décembre et 59% dans le mois de juillet.

La répartition mensuelle de l'humidité relative de l'air est donnée dans le tableau suivant :

Tableau III.08 : Répartition mensuelle des humidités relatives

mois	sept	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juill	août
Humidité (mm)	65	71	74	78	77	76	72	68	68	60	59	60

**Figure III.08:**La répartition mensuelle de l'humidité**Tableau III.09** : Stations pluviométriques disponible au voisinage du bassin

Station	Code	source	Coordonnées			Années de service	N (ans)
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
AIN EL KERMA	031604	A.N.R.H	X : 991.6	Y : 379,35	Z:280	1970-2012	43
AIN EL ASSEL	031601	A.N.R.H	X : 1005.65	Y : 400.05	Z:35	1967-2010	44
ROUM EL SOUK	031602	A.N.R.H	X : 1020.7	Y : 402.9	Z:150	1992-2012	20

III.2.4) Pluviométrie :

Les stations disponibles au voisinage du bassin et les plus proches du site sont présentées dans le Tableau au dessus, (tableau III.9)

La station de AIN EL ASSEL est proche de site que celle de ROUM EL SOUK, mais en parallèle il y a un manque des données qui réduit la série d'observation (manque de données pour 9 année d'observation).

La station d'AIN EL KERMA (031604) présente une très longue série (fiable) d'une période d'observation de 1970 à 2012 (43ans), elle représente la meilleure période d'observation (pas de manque de données et située a l'amont de l'axe du barrage et de plus dans le bassin versant).

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

Tableau III.10 : Répartition mensuelle des pluies.

Mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev
P (mm)	34,96	63,75	71,28	110,88	113,52	89,28
P(%)	4,73	8,64	9,66	15,02	15,38	12,1
mars	avr	mai	juin	juill	aout	Total
92,16	79,13	53,59	15,43	1,95	12,06	738
12,49	10,72	7,26	2,09	0,27	1,64	100%

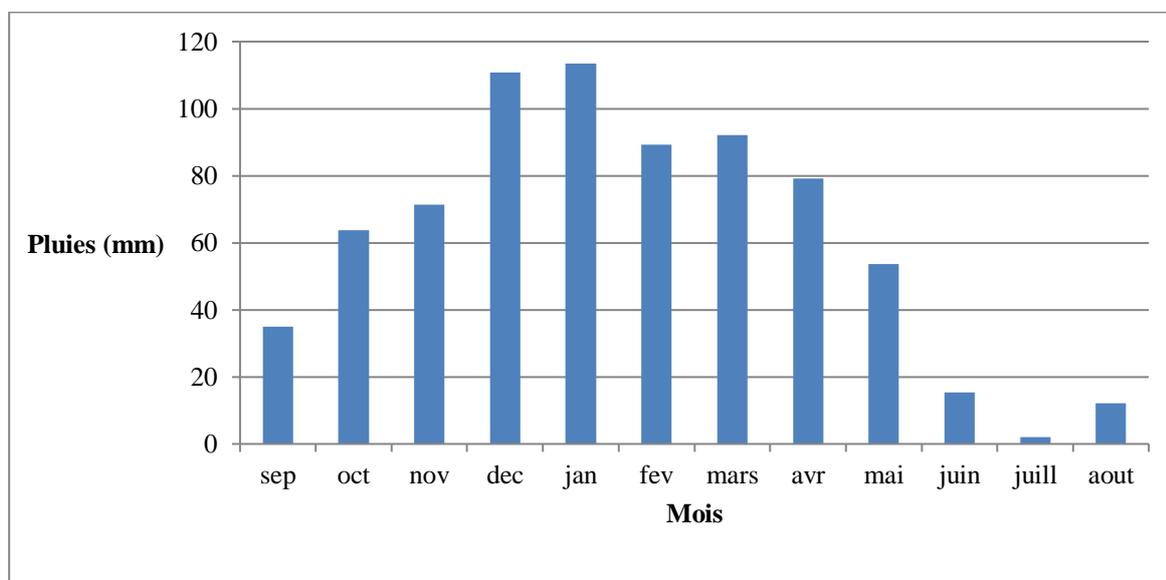


Figure III.09: Répartition mensuelle des pluies

III.2.5) Vitesse de vent :

Nous avons utilisé les données pour les vents max de la station d'ANNABA d'une série de 9ans. Après les traitements on a trouvé : Une vitesse annuelle du vent de 4.32 m/s et une direction du vent : Nord et provoquant très rarement des dégâts sur certaines cultures.

III.3) PLUIES MAXIMALES JOURNALIERE

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage.

III.3.1) Ajustement des pluies maximales journalières :

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel "Hyfran".

III.3.1.1) Ajustement comparatif avec "Hyfran" :

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel (doublement exponentielle), Galton (log normale) et a l'aide de logiciel Hyfran, avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les ajustements.

D'après les graphes d'ajustement on a remarqué que les trois graphes de Gumbel, lognormal sont très proches mais la série s'ajuste mieux à la loi de logmormal(Galton). Les caractéristiques des échantillons, les tests d'adéquation des deux lois ainsi que l'homogénéité sont calculés directement à partir du logiciel.

Les figures au dessous représentent les schémas d'ajustement aux deux lois :

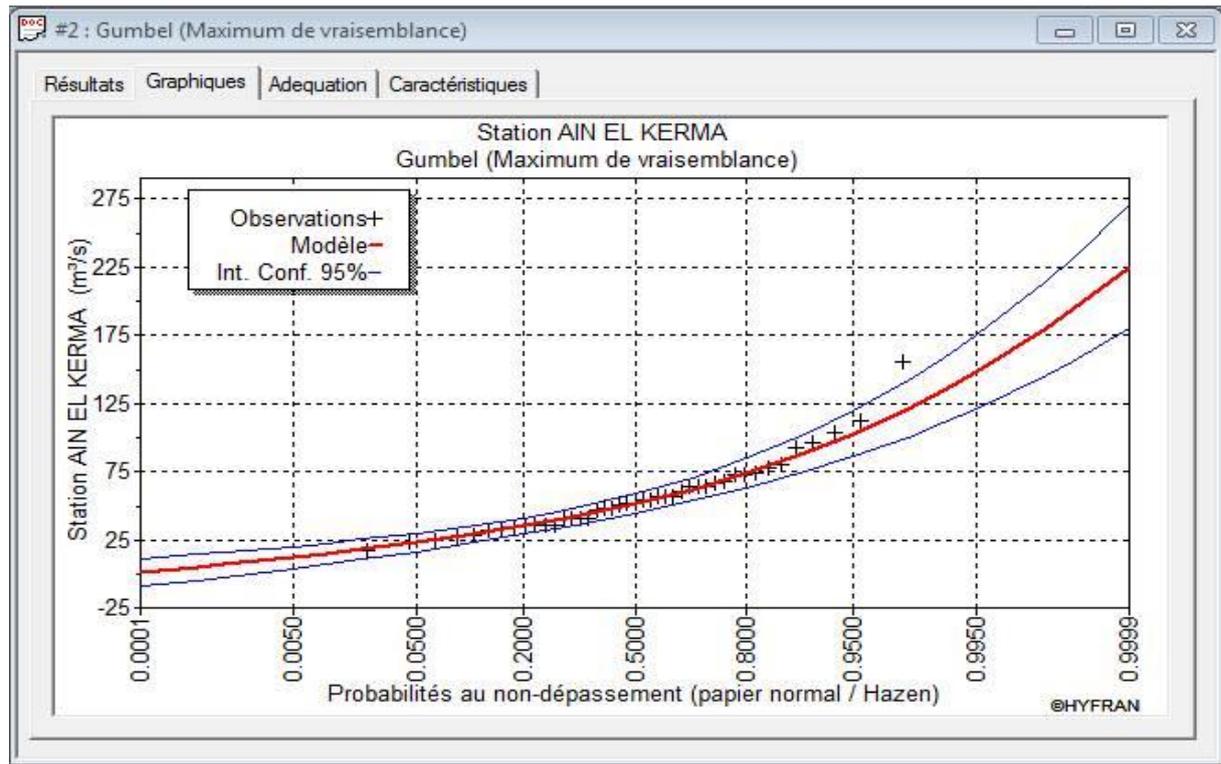


Figure III.10: Ajustement des pluies à la loi de Gumbel

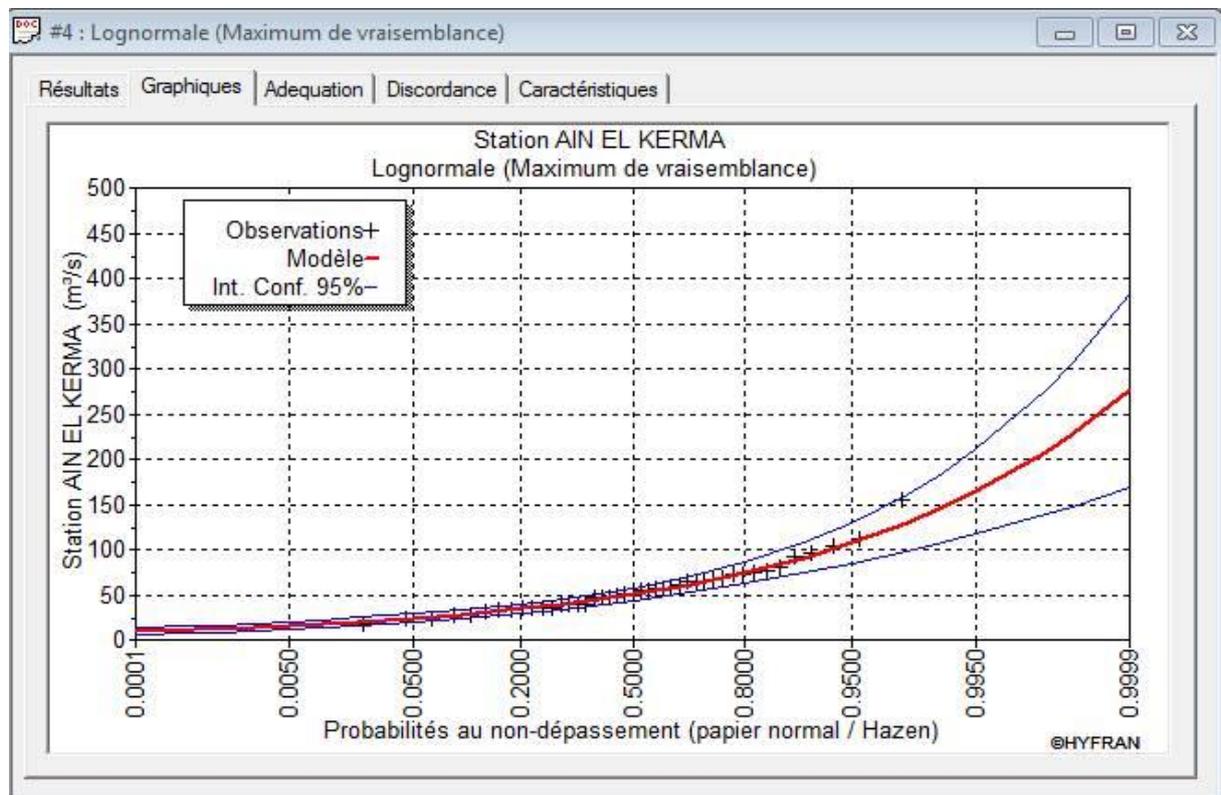


Figure III.11: Ajustement des pluies à la loi Log Norma

III.3.1.2) résultats de l'ajustement :

Après avoir effectué l'ajustement avec les deux lois et comparer graphiquement les représentations d'ajustement, on a remarqué que la série s'ajuste mieux à la loi de log normal donc c'est la loi la plus adéquate elle s'applique pour les pluies maximales journalières.

La loi de Gumbel est à rejeter car les courbes (ic- 95 et droite théorique) coupe l'axe des ordonnées en des points négatives et une pluie est toujours (+).

Log normal (méthode de maximum vraisemblance) :

Nombre d'années d'observation : 43 ans

Paramètre :

Mu=3.92565

Sigma=0.455686

Quantiles :

Q=F(x) : probabilité au non dépassement

Les figures au dessous récapitulent les résultats de l'ajustement à la loi de log normal :

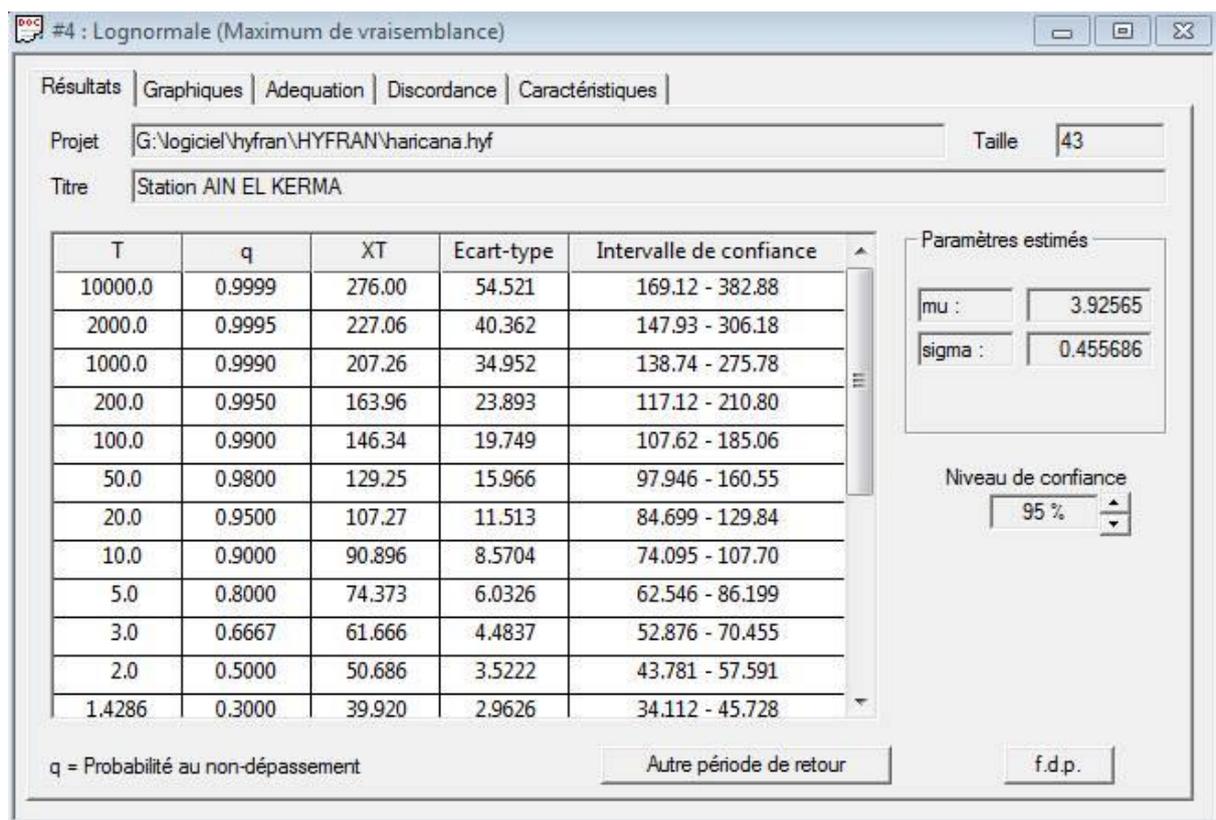


Figure III.12: Résultat d'ajustement des pluies à la loi Log Normal

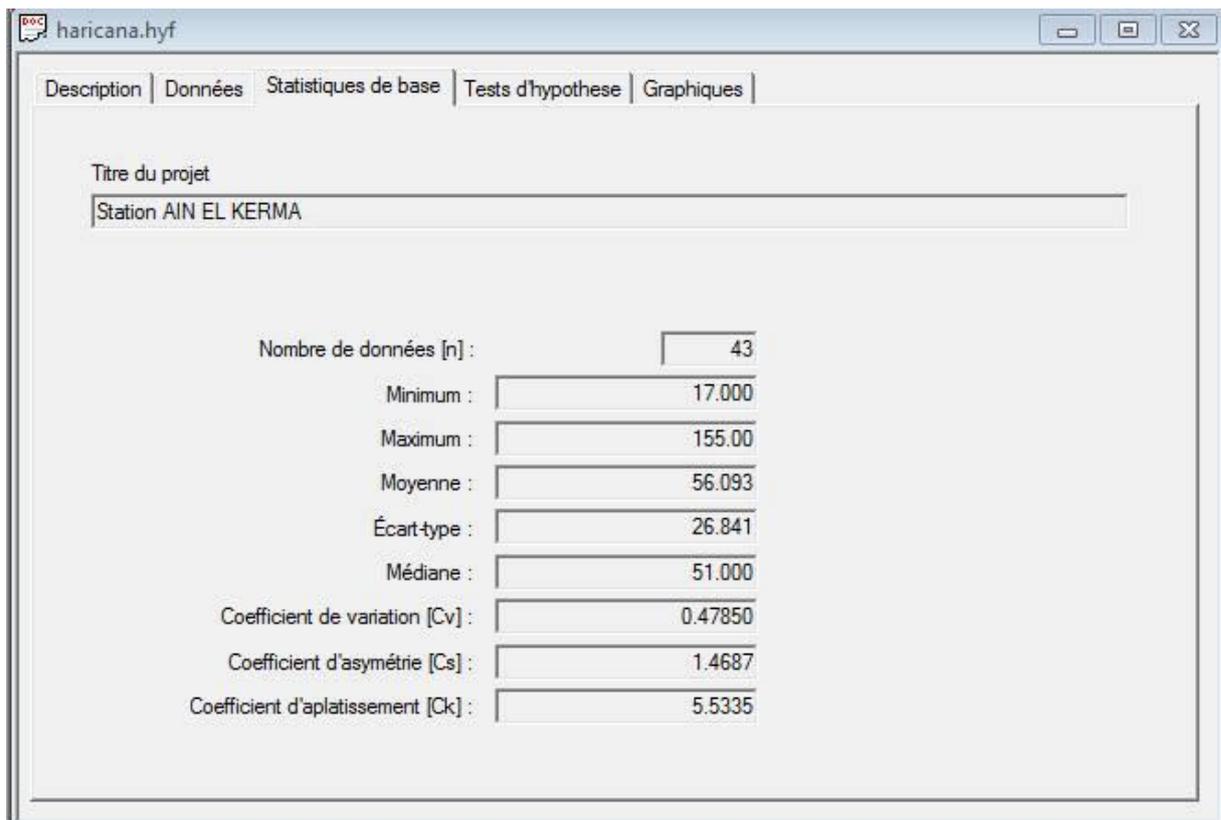


Figure III.13: Résultat d'ajustement des pluies à la loi Log Normal

Précipitations pour diffèrent fréquence :

Tableau III.11 : Les précipitations pour différent fréquence

Période de Retour (ans)	10000	1000	100	50	20	10
Fréquence	0.9999	0.9900	0.9900	0.9800	0.9000	0.8000
$P_{\max j}$ (mm)	276.00	207.26	146.34	129.25	107.27	90.896

La pluie de courtes durées :

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

$t = T_c = 4.89$ h. (Déjà calculé)

b : Exposant climatique (pour notre région $b = 0.33$)

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau III.12 dans l'annexe B.

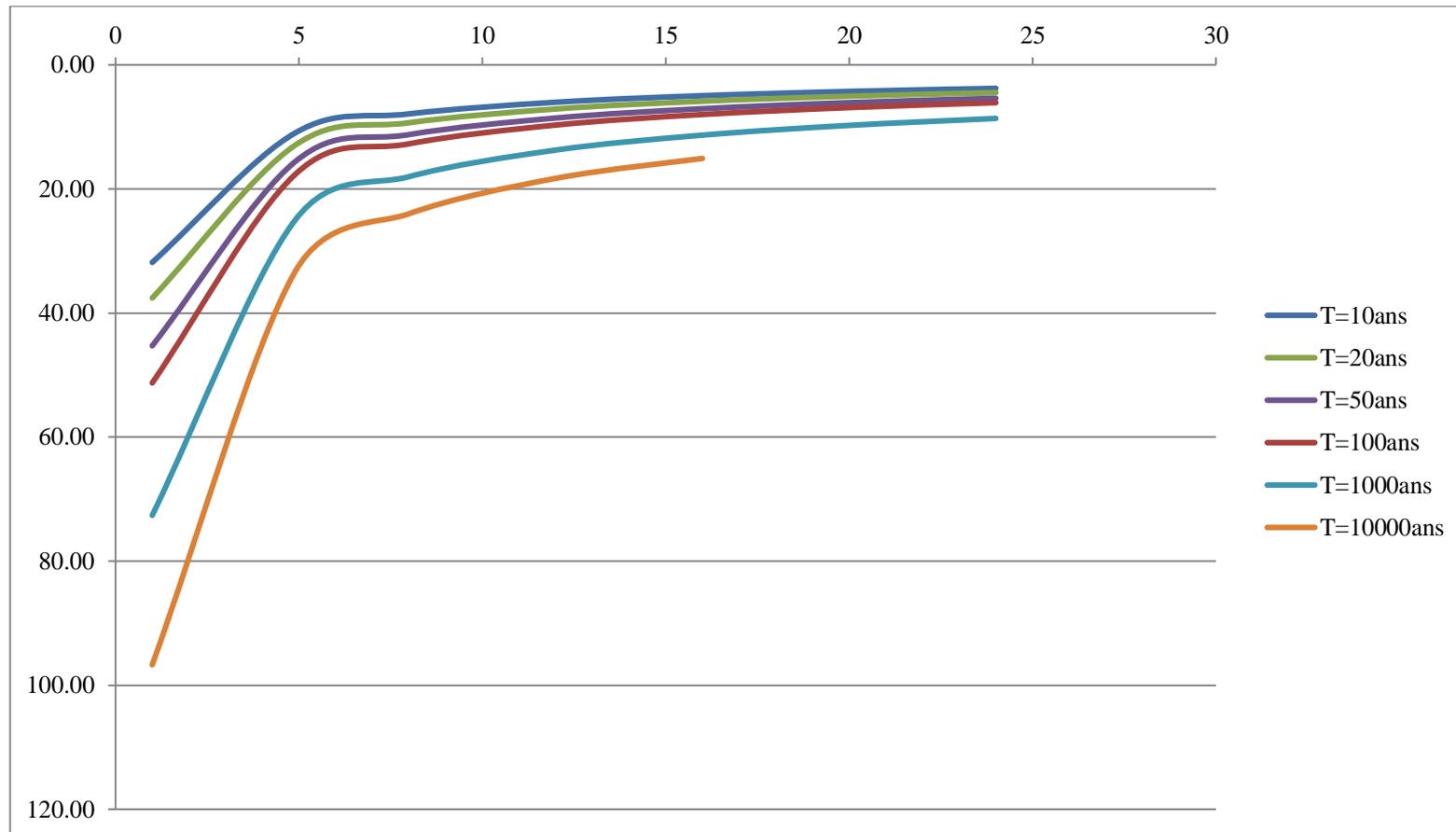


Figure III.14 : Courbes Intensité Durée Fréquence STATION D'AIN EL KERMA Code (03-16-04)

III.4) ETUDES DES APPORTS**III.4.1) Apports liquides :****III.4.1.1) Apport moyen interannuel (A_0) :**

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel A_0 .

A) Formule de l'ANRH:

On a :

$$A_{\text{moy}} = 0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot S^{0,842} \quad [10^6 \text{ m}^3]$$

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

S : Superficie du bassin versant [Km²].

AN :

$$A_0 = 0,915 \cdot 0,738^{2,684} \cdot 176,5^{0,842} = 31,55 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

B) Formule de MEDINGER :

On a :

$$L_e = 1,024(P_{\text{moy}} - 0,26)^2$$

L_e : Lamme d'eau écoulee [mm].

P : Pluie moyenne annuelle [m].

AN :

$$L_e = 1,024 \cdot (0,738 - 0,26)^2 = 0,23 \text{ m}$$

On a encore :

$$A_0 = L_e \cdot S = 0,23 \cdot 176,5 \cdot 10^6 = 41,29 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

C) Formule de TURC:

$$L_e = P_{\text{moy}} - D$$

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

D : Déficit de l'écoulement [mm] tel que :

$$D = \left(\frac{P_{\text{moy}}}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{P_{\text{moy}}}{L} \right)^2}} \right)$$

L : Variable théorique tel que :

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

T_{moy} : Température moyenne annuelle.

AN:

$$L = 300 + 25 \cdot 18.1 + 0.05 (18.1)^3 = 1048.99 \Rightarrow D = \left(\frac{738}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{738}{1048.99} \right)^2}} \right) = 624.85 \text{ mm}$$

$$L_e = 738 - 624.85 = 113.15 \text{ mm} \Rightarrow A_0 = 113.15 \cdot 10^{-3} \cdot 176.5 \cdot 10^6 = 19.97 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

D) Formule de SAMIE:

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

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

S : Surface du bassin versant en [km²] ;

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

A.N:
$$L_e = 0.738^2 (293 - 2.2\sqrt{176.5}) = 143.66 \text{ mm}$$

$$A_0 = L_e \cdot S = 143.66 \cdot 10^{-3} \cdot 176.5 \cdot 10^6 = 25.36 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

E) Formule de Mallet – Gauthier :

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

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

L_e : Lamme d'eau écoulée en [m].

A.N :

$$L_e = 0,6 \cdot 0,738 (1 - 10^{-0,36 \cdot 0,738^2}) = 0.16 \text{ m}$$

$$A_0 = L_e \cdot S = 0,16 \cdot 176.5 \cdot 10^6 = 28.24 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

f) Formule de Deri II:

$$A_0 = 0,513 \cdot P_{\text{moy}}^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} [10^6 \text{ m}^3]$$

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

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

D_d : Densité de drainage [km/km^2].

A.N :

$$A_0 = 0,513 \cdot 0.738^{2,683} \cdot 1.03^{0,5} \cdot 176.5^{0,842} = 17.96 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau N° III.13.

Tableau III.13 : L'Apport moyenne interannuelle.

Formule	A_0 (M m ³)
ANRH	31.55
MEDINGUER	41.29
TURC	19.97
SAMIE	25.36
Mallet – Gauthier	28.24
Deri II	17.96

On opte pour la valeur proche de la moyenne entre les différentes méthodes

$$A_{\text{moy}} = \frac{31.55 + 41.29 + 19.97 + 25.36 + 28.24 + 17.96}{6} = 27.4 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Donc : On prend la valeur donnée par la méthode de **Mallet-Gauthier** : $A_0 = 28.24 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

III.4.1.2) Caractéristiques de l'écoulement :

a) Module de l'écoulement (M_e) :

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T}$$

A_0 : Apport moyen annuel [litres].

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

AN :

$$M_e = \frac{28.24 \cdot 10^9}{31,536 \cdot 10^6} = 895.491/\text{s}$$

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

On a :

$$M_0 = \frac{A_0}{S}$$

M_0 : Module de l'écoulement ([l/s].

S : Superficie du bassin [Km^2].

AN :

$$M_0 = \frac{895.49}{176.5} = 5.071/\text{s}/\text{km}^2$$

c) lame d'eau écoulée:

On a

$$L_e = \frac{A_0}{S}$$

S : Superficie du bassin.

AN :

$$L_e = \frac{27.24.10^6}{176.5.10^6} = 0,16 \text{ m} = 160 \text{ mm}$$

d) Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{\text{moy}}}$$

 P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [mm] ; L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].AN :

$$C_e = \frac{160}{738} = 0,22$$

e) 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.

❖ **Formule de SOKOLOVSKY:**

On a :

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

Avec :

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

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

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (5.07) = 0,58 \quad \Rightarrow \quad C_v = 0,58 - (0,063 \log_{10} (176.5 + 1)) = 0,44$$

❖ **Formule d'ANTONOV:**

$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}}$$

 S : Superficie du bassin en [km²].

AN :

$$C_v = \frac{0.7}{(176.5+1000)^{0.097}} = 0,35$$

❖ **Formule de L'Algérienne de N.N PADOUN:**

$$C_v = \frac{0.93k}{M_0^{0.23}} = \frac{0.93*0.5}{0.94^{0.23}} = 0.47$$

K : coefficient de réduction k= (0.25-1.00), on prend k=0.5

❖ **Formule de KRISTSKY MENKEL:**

$$C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})}$$

M₀ : module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

S : Superficie du bassin en [km²].

AN :

$$C_v = \frac{0,83}{(176.5^{0,06} \cdot 5.07^{0,27})} = 0,39$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau N° III.14.

Tableau III.14 : Récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.

Formule	C _v
SOKOLOVSKY	0,44
N.N PADOUN	0,47
L'ANTONOV	0,35
KRISTSKY MENKEL	0,39

Coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc

$$C_{v,moy} = \frac{0,44+0,47+0,35+0,39}{4} = 0,41$$

On prend le coefficient proche de moyenne donc :

$$C_v = 0,39$$

III.4.1.3) Irrégularité des apports :**III.4.1.3.1) Estimation fréquentielle des apports :**

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

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

$$A_{\%} = \frac{A_0 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(C_v + 1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} = \frac{28.24 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(0,39+1)}}}{\sqrt{0,39^2 + 1}} = 26.31 \cdot e^{0,38 \cdot U}$$

A% : Apport de fréquence donnée.

U : Variable réduite de Gauss.

A₀ : Apport moyen annuel [Mm³].

C_v : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul sont donnés dans le Tableau III.15.

Tableau III.15 : Apports fréquentiel.

Période de retour (an)	2	10	100	1000	10000
Fréquence (%)	50	10	1	0.1	0.01
La variable réduit "u"	-0,15	1,34	2,98	4.43	5.8
Apports (Mm ³)	24.85	43.78	81.64	141.65	238.4

III.4.1.3.2) Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% :

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% est donnée dans le tableau II.16

Tableau III.16 : Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juill	août
A _{80%} (Mm ³)	1,148	2,099	2,35	3,7	3,73	2,938	3,033	2,603	1,763	0,508	0,066	0,398

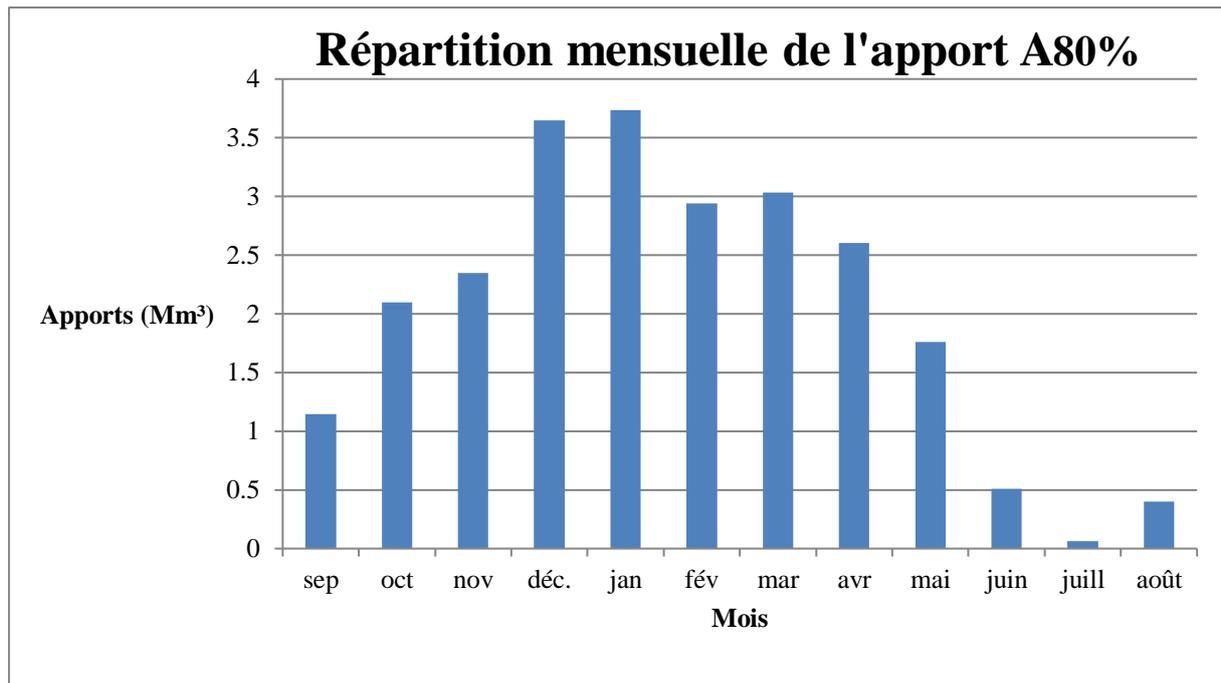


Figure III.15 : La répartition mensuelle de l'apport 80%

III.4.2) Apport solide et l'estimation du volume mort :

L'estimation de l'envasement (tranche morte) est indispensable pour un dimensionnement et harmonieux de l'ouvrage ; une évaluation correcte de sa durée de vie et une définition rationnelle des modes de gestion et d'exploitation.

Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde phase de l'érosion

La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par la raison d'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de granulométrie

L'eau trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu'elle subit. Le champ d'exploitation de vitesse varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval

L'eau met en jeu deux types de mécanismes : le charriage et la suspension qui sont les principaux types de transport solide

La capacité de charriage est liée à la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l'espace avec le débit liquide

La répartition entre le charriage et la suspension dépend essentiellement de la dimension des matériaux rapportes à la vitesse de l'eau et la turbulence de l'écoulement

En tout point d'une rivière d'alimentation, le débit solide est défini par les caractéristiques hydrologiques de son bassin versant

L'absence des mesures sur le transport solide oblige à avoir recours aux méthodes empiriques.

A) Formule de TIXERONT :

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s}$$

Et : $Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \cdot S$

Avec :

Q_s : Débit solide en [tonne/an].

δ_s : Poids spécifique des sédiments [1.6 t/m³].

T : temps d'exploitation [T = 50 ans]

α : Coefficient de perméabilité.

Tableau III.17 : Valeur de α en fonction de la perméabilité.

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

A.N :

$$Q_s = 350 \cdot 160^{0.15} \cdot 176.5 = 13226068 \text{ t/an}$$

$$V_m = 1,1 \cdot \frac{13226068 \cdot 50}{1.6} = 45464609 \text{ m}^3$$

B) Formule de FOURNIER :

Cette relation donne l'érosion spécifique q_s en tonne /km² :

On à :

$$q_s = \frac{1}{36} \left(\frac{p^2}{p} \right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.46}$$

Tel que :

q_s : Apport solide spécifique moyen annuel T/km²/an

p : Pluie moyenne du mois le plus arrosé $P=113.52$ mm

\bar{p} : Pluie moyenne annuelle $\bar{p}=738$ mm

h : Altitude qui correspond a 45%, $h=340$ m

S : Surface du bassin versant, $S=176.5$ km²

A.N :

$$q_s = \frac{1}{36} \left(\frac{113.52^2}{738} \right)^{2.65} \left(\frac{340^2}{176.5} \right)^{0.46} \Rightarrow q_s = 1073.5 \text{ T/km}^2/\text{an}$$

$$V_m = \frac{1073.5 \cdot 50 \cdot 176.5}{1.6} = 59210235 \text{ m}^3$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le Tableau III.18.

Tableau III.18 : Récapitulatif des résultats du volume mort.

Formule	Volume mort pour (m ³)
TIXERONT	4546461
FOURNIER	5921024

$$V_m = \frac{4546461 + 5921024}{2} = 5233743 \text{ m}^3$$

On opte pour la formule de FOURINIER qui est proche de la moyenne

$$V_{\text{mort}} = 5921024 \text{ m}^3_{\text{mort}} = 5921024 \text{ m}^3 \Rightarrow \text{NVM} = 35 \text{ m.NGA}$$

III.5) ETUDES DES CRUES

L'intérêt économique de la prédétermination du débit maximum probable des crues d'un cours d'eau en un point donné est évident en raison des effets destructifs bien connus de ces cataclysmes hydrologiques et de la nécessité d'en préserver les ouvrages. Les dimensions des évacuateurs de crue des barrages, la hauteur des digues de protection contre l'inondation sont essentiellement déterminées par le maximum probable de la crue au quel ses ouvrages devront faire face compte tenu de certaines considérations d'optimum économique.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter.

Les paramètres définissant une crue est :

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

III.5.1) Formules empiriques pour la détermination de la crue :

A) Formule de MALLET - GAUTHIER:

On a:

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

$Q_{\max, p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s).

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

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

L : Longueur du talweg principal [Km].

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

A : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30 [$A = 25$].

T : période de retour [an].

$$Q_{\max, p\%} = \frac{2 \cdot 2 \cdot \log(1 + 25 \cdot 0,738) \cdot 1765 \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log 1765}}{\sqrt{31.4}} = 162.4 \cdot \sqrt{4 \log T - 1.25}$$

Le Tableau III.19 nous donne les résultats de calcul pour différents périodes de retour.

Tableau III.19 : Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.

Période de retour (an)	10000	1000	100	50	10
Q_{\max} (m^3/s)	623.71	532.46	421.93	382.45	269.31

B) Formule de SOKOLOVSKY:

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

S : Superficie du bassin [Km²].

T_c : temps de concentration[h].

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

H₀ : Perte initiale [H₀ = 13mm] (A l'est de l'Algérie).

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

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

Tableau III.20 : Valeur de γ en fonction de bassin versant.

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

On prend : γ = 2.2 D'où : F = 1.13

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau III.21.

Tableau III.21 : Récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.

Période de retour (an)	10000	1000	100	50	10
Fréquence	0.01%	0.1%	1%	2%	10%
P _{ct} (mm)	163.27	122.61	86.57	76.46	53.77
α _{p%}	0.56	0.51	0.44	0.42	0.34
Q _{max p%} (m ³ /s)	961.01	638.39	369.68	304.38	158.30

C) Formule de POSSENTI :

On a:

$$Q_{p\%} = \frac{\mu \cdot P_{\max j\%} \cdot S}{L}$$

$P_{\max p\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée [m].

μ : Coefficient compris entre 700 et 800 [$\mu = 750$]

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

$$\underline{\text{A.N :}} \quad Q_{p\%} = \frac{750 \cdot P_{\max j\%} \cdot 176.5}{31.4} = 4215.76 \cdot P_{\max j\%}$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau III.22.

Tableau III.22 : Récapitulatif des résultats de la formule Possenti.

Période de retour (an)	10000	1000	100	50	10
$P_{\max j\%}$ (mm)	276.00	207.26	146.34	129.25	90.896
Q_{\max} (m³/s)	1163.55	873.76	616.93	544.89	383.20

D) Formule de TURRAZA :

On a :

$$Q_{\max, p\%} = \frac{C \cdot I_{tc} \cdot S}{3.6}$$

S : Superficie du bassin versant (Km²).

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

I_{tc} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au T_c en [mm/h].

Tableau III.23 : Récapitulatif des résultats de la formule Turraza.

Fréquence (%)	0.01	0.1	1	2	10
C	0.86	0.81	0.71	0.59	0.55
I_{tc} (mm/h)	33.39	25.07	17.70	15.64	11.00

$Q_{\max}(\text{m}^3/\text{s})$	1689.33	1194.64	739.32	542.86	355.92
---------------------------------	----------------	----------------	---------------	---------------	---------------

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le Tableau III.24.

Tableau III.24 : Récapitulatif des résultats de débit de crue.

Formule	$Q_{0.01\%}$ (m^3/s)	$Q_{0.1\%}$ (m^3/s)	$Q_{1\%}$ (m^3/s)	$Q_{2\%}$ (m^3/s)	$Q_{10\%}$ (m^3/s)
Mallet - Gauthier	623.71	532.46	421.93	382.45	269.31
Sokolovsky	961.01	638.39	369.68	304.38	158.30
Possenti	1163.55	873.76	616.93	544.89	383.2
Turraza	1689.33	1194.64	739.32	542.86	355.92
Moyenne	1109.4	809.81	563.97	443.65	291.68

L'analyse des résultats obtenus par les quatre formules montre que la formule de Possenti est la plus proche à la moyenne, donc on opte pour les valeurs trouvées par la formule de Possenti.

III.5.2) Hydrogrammes de crues :

Les hydrogrammes de crue seront établit selon la méthode de Sokolovsky. Cette méthode assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques l'une pour la montée de la crue et l'autre pour la décrue.

- Pour la montée de la crue

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x$$

- Pour la décrue

$$Q_d = Q_{\max} \left[\frac{(t_d - t)}{t_d} \right]^y$$

Où :

t_m : Temps de montée de la crue [$t_m = t_c = 4.89h$].

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

$x=2$ et $y=3$

δ : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant.

Tableau III.25 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ .

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

Pour notre bassin $\delta=2,5$.

A.N :

$$t_d = \delta * t_m$$

$$t_b = t_m + t_d$$

Pour la montée :

$$Q_m = Q_{\max,p\%} \left(\frac{t}{4.89} \right)^2$$

Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{\max,p\%} \cdot \left(\frac{(t_d - t)}{t_d} \right)^3$$

Les résultats obtenus pour les différentes fréquences sont représentés dans les Tableaux suivant.

Récapitulatif des résultats de calcul pour tracer des hydrogrammes de crue :

Tableau III.26 : Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue (monté)

Temps (h)	0	1	2	3	4	4.89=t _m
Q 10% (m³/s)	0	16.02536	64.101044	144.22824	256.4057 5	383.20000
Q 2% (m³/s)	0	22.78721	91.14883	205.08487	364.5953 3	544.89000
Q 1% (m³/s)	0	25.79991	103.19964	232.19918	412.7985 4	616.93000
Q 0.1% (m³/s)	0	36.54050	146.16198	328.86447	584.6479 4	873.76

Q 0-01% (m ³ /s)	0	48.65947	194.63786	437.93519	778.5514 4	1163.55
-----------------------------	---	----------	-----------	-----------	---------------	---------

Tableau III.27 : Débits fréquentiels pour construction l'hydrogramme de crue (décrue)

Temps (h)	5	6	7	8	9	10	11	12
Q 10% (m ³ /s)	346.24	98.52	35.2	15.85504	7.05917	2.32306	0.38982	0.00255
Q 2% (m ³ /s)	490.25	174.61	71.25	24.53	10.0377	3.30327	0.554	0.00362
Q 1% (m ³ /s)	574.21	246.53	129.86	54.74	24.57	3.74	0.62758	0.0041
Q 0.1% (m ³ /s)	834.21	415.28	261.78	164.91	98.24	46.38	17.62	0.00581
Q 0-01% (m ³ /s)	1123.67	652.76	428.94	291.35	196.31	104.86	28.67	0.00774

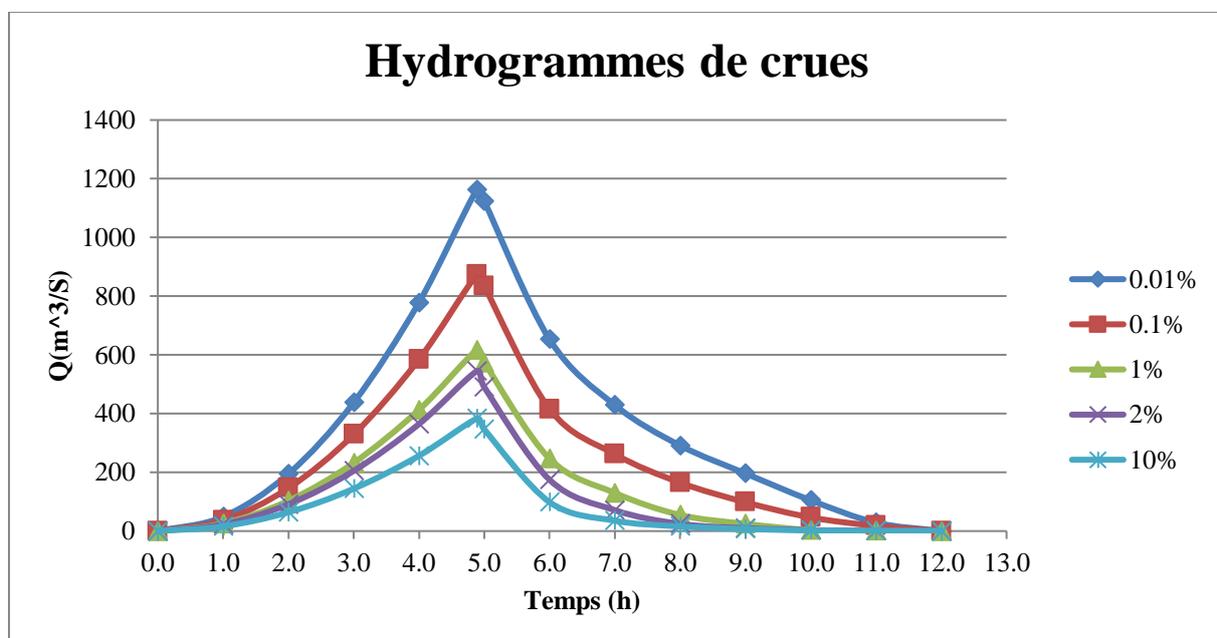


Figure III.16 : Hydrogrammes de crue pour différentes fréquences.

III.6) ESTIMATION DE LA CRUE DE PROJET

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer. Le passage de cette crue doit se faire sans causer à l'ouvrage de dommage qui pourrait avoir des conséquences graves pour l'aval. En outre le laminage de la crue par la retenue ne doit pas provoquer de submersion dommageable à l'amont.

Pour son estimation nous nous reportons aux recommandations de plusieurs comités (R. Rolley, 1977), on site :

- ✓ Le comité national australien des grands barrages (CNAGB)

✓ Le CEMAGREF (ex : C.T.G.R.E.F).

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

1-/ Méthode du gradient des valeurs extrêmes.

2-/ Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable –débits maximum probable).

Recommandations du comité national Australien des grands barrages (voir tableau III.28)

Tableau III.28 : Catégories des dommages résultant des crues

Dommages élevés	Dommages importants	Dommages 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 toute fois. 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 chemin 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 III.29 : Crue de projet recommandée

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

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 :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r .$$

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 risqué est moyen ($I_g = 2$), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification 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 III.30 : Choix de la crue de projet.

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modéré)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	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 centennal

D'où :
$$Q=1163.55 \text{ m}^3/\text{s}$$

III.6.1).Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ (Hm^3):

L'apport $A_{80\%}$ est déjà calculé (voir tableau (IV.15)) et nous avons la répartition mensuelle des précipitations donc avec la règle de trois nous pouvons calculer l'apport mensuel à (80%).

La répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ est donnée dans le tableau III.31

Tableau III.31 : Répartition mensuelle des apports

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Pluies mens (mm) en %	34,96	63,75	71,28	110,88	113,52	89,28	92,16	79,13	53,59	15,43	1,95	12,06
apport mens A80%(mm³)	1,148	2,0978	2,346	3,649	3,734	2,938	3,033	2,603	1,763	0,508	0,066	0,398

III.6.2) Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface » :

La cote minimale relevée est de **24m** et la cote maximale de **100m**.

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

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

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

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

ΔH : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives=5m

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

Le tableau donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

Remarque :

Pour le calcul du premier volume on a :

$$\Delta V_1 = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H = \frac{2}{3} \times 0,05 \times 1 = 0,033 \text{ Mm}^3$$

Les résultats du calcul sont donnés dans le tableau III.32

Tableau III.32 : Surface et volume en fonction de l'altitude

Cote (m)	Surface (km²)	Surface moy (km²)	Hauteur (m)	Volume partiel (Mm³)	Volume cumulé (Mm³)
24	0	0,025	1	0,033	0
25	0,05				0,033
30	0,45	0,25	5	1,25	1,283
35	0,8	0,625	5	3,125	4,408
40	1,15	0,975	5	4,875	9,283
45	1,55	1,35	5	6,75	16,033
50	1,95	1,75	5	8,75	24,783
55	2,35	2,15	5	10,75	35,533
60	2,8	2,575	5	12,875	48,408
65	3,25	3,025	5	15,125	63,533
70	3,75	3,5	5	17,5	81,033
75	4,2	3,975	5	19,875	100,908
80	4,7	4,45	5	22,25	123,158
85	5,25	4,975	5	24,875	148,033
90	6	5,625	5	28,125	176,158
95	7,2	6,6	5	33	209,158
100	8,7	7,95	5	39,75	248,908

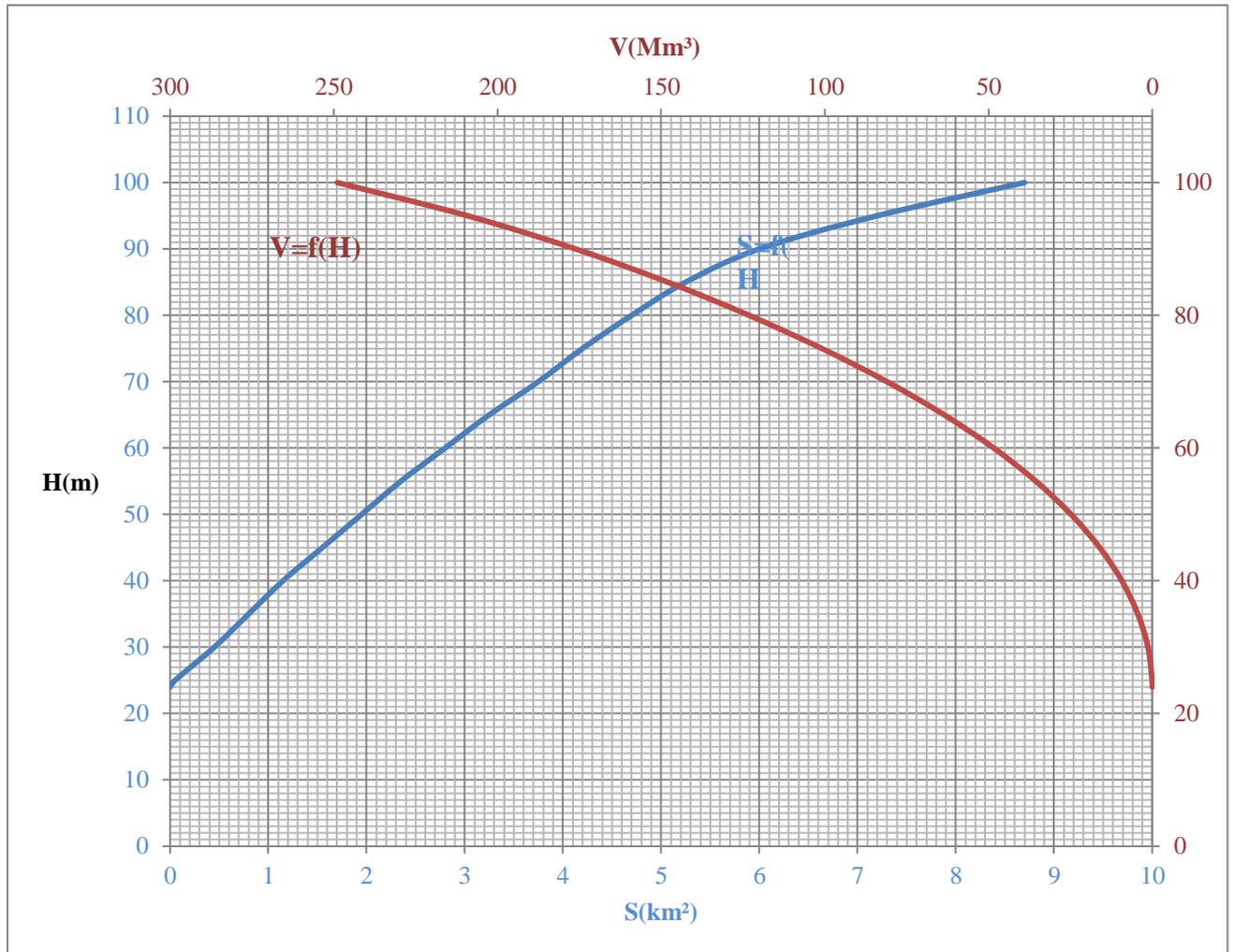


Fig.III. 17 : Courbe hauteur-surface-capacité (Courbes topographiques)

III.6.3) Module d'irrigation :

D'après l'Institut National d'Agronomie les besoins en eau destinée à l'irrigation pour des cultures maraîchères par mois sont :

La répartition mensuelle de la consommation est donnée dans le Tableau III.33.

Tableau III.33 : Répartition mensuelle de la consommation.

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juil	Aaoût	Somme
U (Mm ³)	1.2	0	0	0	0	0	0.58	0.7	0.85	1	1.3	1.3	6.93

III.6.4) Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

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

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

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

- Détermination de la période à bonne hydraulité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires " V_s " et " V_d ".
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.
La période à bonne hydraulité est celle du mois d'octobre jusqu'au mois de mai.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le Tableau III.34.

$$V_s = 20.34 \text{ Mm}^3 \quad \text{et} \quad V_d = 2.68 \text{ Mm}^3.$$

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

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que l'excédent d'eau est plus grand que le déficit donc :

$$V_u = V_d = 2.68 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 2.68 + 5.92 = 8.6 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{NNR}} = 8.6 \text{ Mm}^3$$

⇒

$$\text{NNR} = 39 \text{ m.NGA}$$

Tableau III.34 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	A-U (Mm ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation			
				V _{ri} (Mm ³)	V _{rf} (Mm ³)	S (Mm ³)	
Oct	2.0978	0.0000	+2.0978	5.92	5.92	***	
				8.0178	8.0178	***	
Nov	2.346	0.000	+2.346	8.6	10.3638	1.7638	
				8.6	12.249	3.649	
Dec	3.649	0.0000	+3.649	8.6	12.334	3.734	
				8.6	11.538	2.938	
Jan	3.734	0.0000	+3.734	8.6	11.053	2.453	
				8.6	10.503	1.903	
Fev	2.938	0.0000	+2.938	8.6	9.513	0.913	
				8.6	8.108	8.108	***
Mar	3.033	0.58	+2.453	8.6	6.874	6.874	***
				8.6	5.972	5.972	***
Avr	2.603	0.70	+1.903	5.92	5.92	5.92	***
				8.6	5.92	5.92	***
Mai	1.763	0.85	+0.913	5.92	5.92	5.92	***
				8.6	5.92	5.92	***
Juin	0.508	1.00	-0.492	5.92	5.92	5.92	***
				8.6	5.92	5.92	***
Juil	0.066	1.3	-1.234	5.92	5.92	5.92	***
				8.6	5.92	5.92	***
Août	0.398	1.3	-0.902	5.92	5.92	5.92	***
				8.6	5.92	5.92	***
Sep	1.148	1.2	-0.052	5.92	5.92	5.92	***

III.6.4.1) Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

1- Pertes par évaporation 2- Pertes par infiltration.

A) Pertes par évaporation :

$$\text{On a: } V_{ep} = E_s \cdot S_{moy}$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

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

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

B) Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100}$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau III.37.

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

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

Tableau III.35 : Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.

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

Sol a faible perméabilité on opte pour une valeur de $\delta=0.5$

Tableau III.36 : Les volumes des pertes dans la retenue

mois	Vri (Mm ³)	Vmoy (Mm ³)	S (Km ²)	Es moy (mm)	Vep (Mm ³)	Vinf (Mm ³)	Pertes (ev+inf) (Mm ³)
Oct	7,0904	6,5052	0,99	75	0,07425	0,035452	0,109702
Nov	9,267	8,1787	1,085	48	0,05208	0,046335	0,098415
Dec	9,267	9,267	1,15	29	0,03335	0,046335	0,079685
Jan	9,267	9,267	1,15	48	0,0552	0,046335	0,101535
Fev	9,267	9,267	1,15	35	0,04025	0,046335	0,086585
Mars	9,267	9,267	1,15	45	0,05175	0,046335	0,098085
Avr	9,267	9,267	1,15	72	0,0828	0,046335	0,129135
Mai	9,267	9,267	1,15	61	0,07015	0,046335	0,116485
Juin	8,611	8,939	1,115	114	0,12711	0,043055	0,170165
Juil	7,19	7,9005	1,065	148	0,15762	0,03595	0,19357
Aout	6,111	6,6505	0,96	155	0,1488	0,030555	0,179355
Sep	5,92	6,0155	0,92	120	0,1104	0,0296	0,14

C) Estimation de l'erreur :

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

$$\varepsilon = \frac{V_u' - V_u}{V_u} \cdot 100 \quad \text{Avec} \quad 1\% < \varepsilon < 2\%$$

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

V_u' : volume utile en tenant compte des pertes.

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

$$\varepsilon = \frac{V_u' - V_u}{V_u} \cdot 100 = \frac{3.347 - 2.67}{2.67} \cdot 100 = 25.34\% \quad (\text{Tableau N}^\circ \text{ III.37})$$

La condition n'est pas vérifiée, donc, on doit faire une deuxième approximation et estimer l'erreur.

Tableau III.37: Régularisation saisonnière en tenant compte les pertes totales en (Mm3)

mois	A _{80%}	U+E	A -(U+E)	1ère consigne d'exploitation		
				V _{ri}	V _{rf}	S
Oct	2.0978	0.114	+1.984	5.92	5.92	***
Nov	2.346	0.095	+2.251	7.0904	7.0904	
Dec	3.649	0.075	+3.574	9.267	10.155	0.888
Jan	3.734	0.096	+3.638	9.267	12.841	3.574
Fev	2.938	0.082	+2.856	9.267	12.905	3.638
Mar	3.033	0.673	+2.36	9.267	12.123	2.856
Avr	2.603	0.823	+1.78	9.267	11.627	2.359
Mai	1.763	0.961	+0.802	9.267	11.047	1.78
Juin	0.508	1.164	-0.656	9.267	10.087	0.82
Juil	0.066	1.487	-1.421	8.611	8.611	***
Août	0.398	1.477	-1.079	7.19	7.19	***
Sep	1.148	1.339	-0.191	6.111	6.111	***
				5.92	5.92	***

$V_s = 19.25 \text{ Mm}^3$ et $V_d = 3.347 \text{ Mm}^3$.

$V_s > V_d$ D'ou : $V_u = V_d$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que l'excédent d'eau est plus grand que le déficit donc :

$$V_u = V_d = 3.347 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 3.347 + 5.92 = 9.267 \text{ Mm}^3$$

$V_{\text{NNR}} = 9.267 \text{ Mm}^3$

 \Rightarrow

$\text{NNR} = 40 \text{ m.NGA}$

Après avoir fait les calculs pour la deuxième itération les résultats sont portés dans le tableau III.38.

Tableau III.38 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.

mois	A _{80%}	U+E	A -(U+E)	2ème consigne d'exploitation		
				Vri	Vrf	S
Oct	2.0978	0.110	+1.988	5.92	5.92	***
				7.908	7.908	
Nov	2.346	0.098	+2.2346	9.283	10.1426	0.8596
				9.283	12.852	3.569
Dec	3.649	0.080	+3.569	9.283	12.915	3.632
				9.283	12.134	2.851
Jan	3.734	0.102	+3.632	9.283	11.638	2.355
				9.283	10.057	0.774
Fev	2.938	0.087	+2.851	9.283	10.08	0.797
				9.283	10.08	0.797
Mar	3.033	0.678	+2.355	8.621	8.621	***
				7.193	7.193	***
Avr	2.603	0.829	+1.774	6.112	6.112	***
				5.92	5.92	***
Mai	1.763	0.966	+0.797	9.283	10.08	0.797
				9.283	10.08	0.797
Juin	0.508	1.170	-0.662	8.621	8.621	***
				7.193	7.193	***
Juil	0.066	1.494	-1.428	6.112	6.112	***
				5.92	5.92	***
Août	0.398	1.479	-1.081	6.112	6.112	***
				5.92	5.92	***
Sep	1.148	1.340	-0.192	5.92	5.92	***
				5.92	5.92	***

D'après le tableau III.38 on a :

$$V''_s = 19.2006 \text{ Mm}^3 \quad \text{Et} \quad V''_d = 3.363 \text{ Mm}^3$$

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

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, on remarque aussi que l'excédent d'eau est plus grand que le déficit donc :

$$V''_u = V''_d = 3.363 \text{ Mm}^3$$

L'estimation de l'erreur:

$$\varepsilon = \frac{V_u'' - V_u'}{V_u'} \cdot 100 = \frac{3.363 - 3.347}{3.347} \cdot 100 = 0.48\%$$

L'erreur **0.48%** < **2%** donc il est acceptable.

Le volume normal de la retenue est de:

$$V_{\text{NNR}} = 9.283 \text{Mm}^3 \quad \Leftrightarrow \quad \text{NNR} = 40.3 \text{m.NGA}$$

III.7) LA REGULARISATION INTERANNUELLE

Le volume utile dans le cas de la régularisation interannuelle est égal :

$$V_{\text{upa}} = (\beta_s + \beta_{pa}) \cdot W_0.$$

- W_0 : apport moyen interannuel.
- β_s : Composante saisonnière du volume utile.
- β_{pa} : Composante pluriannuelle du volume utile.

La composante annuelle β_s est égale :

$$\beta_s = a(\text{Tét} - \text{Wét})$$

- $\text{Tét} = \text{Nét}/12$: Durée relative de l'étiage au cours de l'année.
- Nét : Nombre de mois pour le quel il y a étiage.

$$\text{Wét} = \frac{\sum_{i=1}^{\text{net}} W_m}{\sum_{i=1}^n W_{pm}} : \text{volume relatif de l'écoulement au cours de l'année.}$$

$$\text{Wét} = \frac{2.12}{24.85} = 0.085$$

- W_m : Apport pendant la période d'étiage.
- W_{pm} : Apport total pendant les 12 mois de l'année.
- a : Coefficient de régularisation : $a = 0.46$

$$\text{D'où : } \beta_s = 0.114.$$

La composante interannuelle β_{pa} déterminée en utilisant les monogrammes de Pléchkov-svanidzé. cette composante $\beta_{pa} = f(P\%, a, C_v, C_s \text{ et } r)$.

Avec :

P%: probabilité de garantie.
 a: Coefficient de régularisation.
 Cv: Coefficient de variation.
 Cs: Coefficient d'asymétrie.
 r: coefficient de corrélation.

Ce coefficient "r" est donné par le tableau de Radkovitch dans le tableau III. Annexe B

Dans le cas où $Cs=2*Cv=2*0.39=0.78$ et $r=0.3$; on peut utiliser les graphiques de MISLOVSKI donnant $\beta_{pa} = f(Cv, P\% \text{ et } a)$.

$$\beta_{pa} = 3.84$$

$$V_{upa} = (3.84 + 0.114) * 28.24 = 111.661 \text{ Mm}^3$$

$$V_u = V_{ui} + V_{us} = 111.661 + 3.363 = 115.024 \text{ Mm}^3.$$

On prend :

$$V_u = 115.1 \text{ Mm}^3$$

Le volume au niveau normal de la retenue : $V_{NNR} = 121.02 \text{ Mm}^3$ d'où $NNR = 85.5 \text{ m.NGA}$

III.8) LAMINAGE DES CRUES

L'étude de laminage consiste soit à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue, les dimensions du déversoir de crue (longueur déversante) étant fixées a 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 a priori.

L'étude doit être effectuée pour des crues de forme et de durées 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.

Donc, le calcul de laminage permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter globalement 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 suite :

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

Où:

Q: le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$Q-q = S \cdot dh/dt$$

Où :

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

IL existe plusieurs procédés de calcul comme Hildenblat, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, Step by step et d'autres méthodes nous on va s'intéresser à la méthode de Kotchirine qui est largement utilisée et donne de bons résultats et fiables.

Méthode de Kotchirine :

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

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

1 : Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q_{\%}} \right)$$

Où :

V_F : le volume d'eau en charge,

V_C : le volume de la crue,

$Q_{\%}$: le débit de la crue,

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{lam} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right)$$

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.

2 : Estimation de la charge au-dessus du déversoir :

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

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$$

m : coefficient de débit, dépendant notamment 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 : l'accélération de pesanteur; [g = 9,81m²/s];

L : la largeur de déversoir,

H : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 à 2.5 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{\text{moy}}$$

Et :

$$S = L \cdot (H + P)$$

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

$$V_{\text{moy}} = \frac{q}{L \cdot (H + P)}$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversante par la même formule qui a dessus et L compris entre 4 et 18 mètres.

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$$

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g}$$

H_o : est la charge globale.

$$\frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g}$$

La charge dynamique liée à la vitesse d'écoulement;

P : la hauteur de pelle.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de q_{lam} , Ce sont des points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminée en correspondance à la largeur optimale.

Le débit laminée est calculé pour différentes charges "H" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "b", Les graphiques de la figure sont accordés à la table de calculs, en faisant varier les variables H et L, Les relations s'ajustent automatiquement.

Tableau III.39 : Données initiales.

Données initiales	
g	9,81 m²/s
α	1
Q_{1%}	1163.55m³/s
V_{crue 1%}	71.69Mm³
m	0,49
P	1.5 m

Détermination des débits laminés et des largeurs des déversoirs :

Les résultats sont rassemblés dans le tableau III.40 ci-dessous :

Tableau III.40 : Résultat de calcul par la méthode de Kotcherine

hd	PHE	Vphe(Mm³)	Vf	qmax	q Laminé					
					b (m)					
					35	40	45	50	55	60
0	NNR=85,5	121,020	0	989,018	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,5	86	122,928	1,908	962,695	26,858	30,695	34,531	38,368	42,205	46,042
1	86,5	124,508	3,488	940,898	75,965	86,817	97,669	108,521	119,374	130,226
1,5	87	126,105	5,085	918,866	139,557	159,493	179,430	199,367	219,303	239,240
2	87,5	127,715	6,695	896,655	214,862	245,556	276,251	306,945	337,640	368,334
2,5	88	129,35	8,33	874,099	300,278	343,175	386,072	428,969	471,866	514,762
3	88,5	130,993	9,973	851,432	394,726	451,115	507,505	563,894	620,283	676,673
3,5	89	132,67	11,65	828,297	497,411	568,470	639,529	710,588	781,646	852,705
4	89,5	135,36	14,34	791,186	607,720	694,537	781,354	868,172	954,989	1041,806

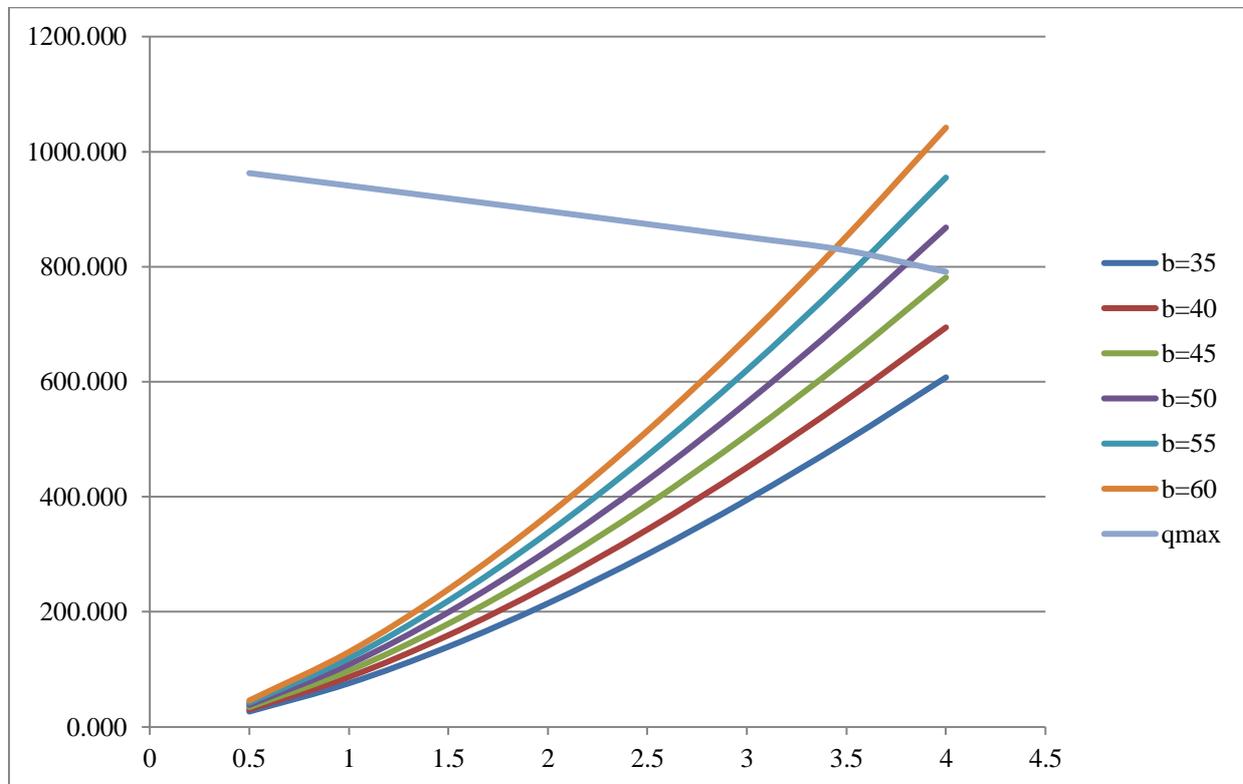


Figure III.18 : Courbe du débit en fonction de la hauteur (Hd).

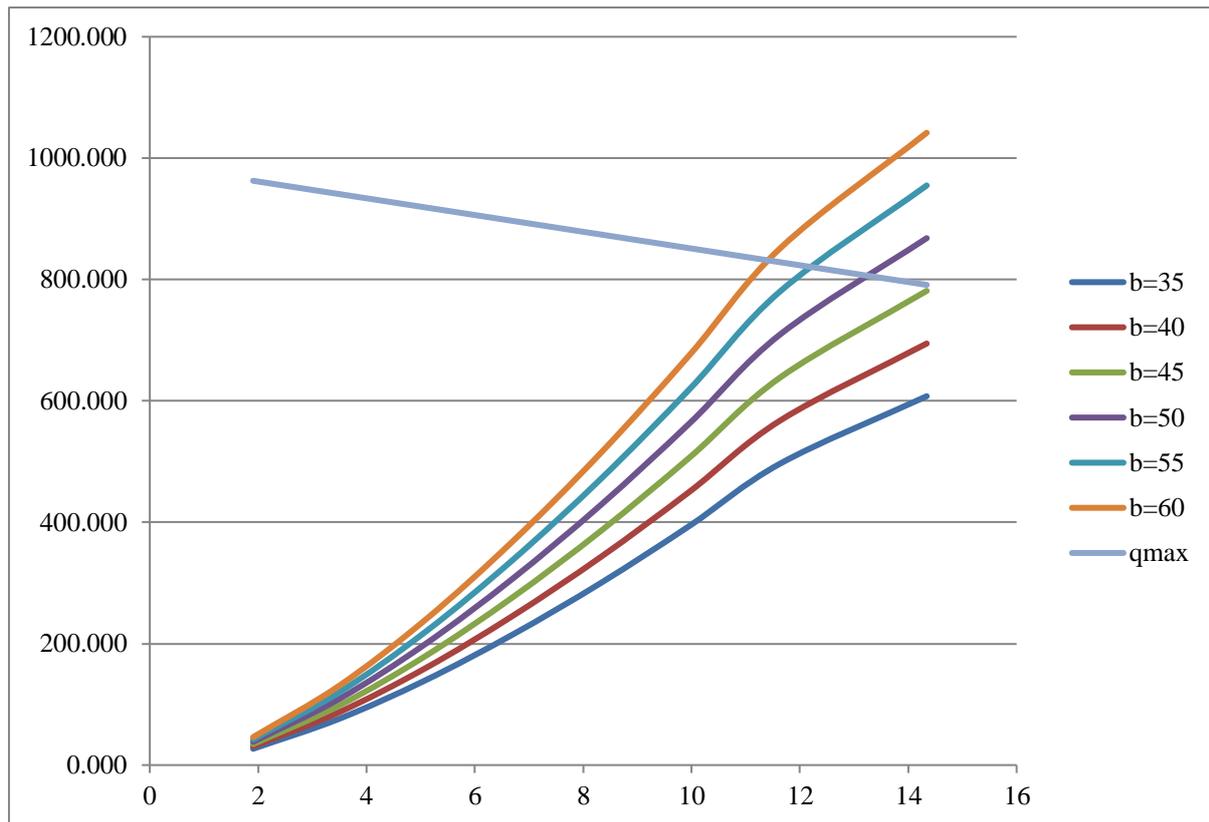


Figure III.19 : Courbe du débit en fonction du volume.

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $q = f(h)$ comme montre la figure III.18 et III.19.

Tableau III.41 : Tableau récapitulatif: Résultats de la méthode de KOTCHERINE

Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit laminé (m^3/s)
50	3.81	805
55	3.62	820
60	3.43	830

III.10) ETUDE D'OPTIMISATION

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

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

III.10.1) Calcul du coût approximatif de la digue :

On calcul en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \Sigma V_i \quad \text{Avec :} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i $\left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right]$.

B_i : Largeur de base $[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b]$

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i $[H_i = NNR - Cf + R + h_{\text{dév}} + t]$.

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

III.10.1.1) Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec} \quad H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F}$$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch $[F = 7.6 \text{ km}]$.

A.N :

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{7.6} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{7.6} = 1.26 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1.5 + 2 \cdot H = 1.5 + 2 \cdot 1.26 = 4.02 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0.75 \cdot 0.79 + \frac{4.02^2}{2 \cdot 9.81} = 1.42 \text{ m}$$

b) Formule de MALLET et PACQUANT :

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec} \quad \mathbf{H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F}} .$$

A.N :

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{7.6} = 1.41 \text{ m}$$

$$V = 1.5 + 2 \cdot H = 1.5 + 2 \cdot 1.41 = 4.32 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0.77 + \frac{4.32^2}{2 \cdot 9.81} = 1.72 \text{ m}$$

c) Formule Simplifiée:

$$\mathbf{R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{F}}$$

$$R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{7.6} = 1.55 \text{ m}$$

Conclusion :

On prend une valeur moyenne donc :

$$R = \frac{1.42 + 1.72 + 1.55}{3} = 1.56 \text{ m}$$

On opte pour $R=1.5\text{m}$

III.10.1.2) Largeur en crête :

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

1) Formule de KNAPPEN :

$$\mathbf{b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b}}$$

2) Formule de F-PREECE:

$$\mathbf{b_{cr} = (1.1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1}$$

3) Formule Anonyme (simplifiée):

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3$$

4) Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b}$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

Pour une charge moyenne de 1,5 mètre on a :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t. = 85.5 - 24 + h_{dév} + 1.5 + 0,5 = 63.5 + h_{dév} \text{ m}$$

On admet une valeur de $t = 0,5$ mètre pour le tassement du barrage, le tableau III.42 nous donne les résultats du calcul.

Tableau III.42 : Résultat de calculs de la hauteur du barrage

Largeur	Hauteur hd	Débit laminé	Hb
(m)	(m)	(m ³ /s)	(m)
50	3,81	805	67.31
55	3,62	820	67.12
60	3,43	830	66.93

Tableau III.43 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	b_{cr} (m)
KNAPPEN	13.52
EF PREECE	10.02
PRATIQUE	11.63
SIMPLIFIEE	13.65

On opte pour une largeur en crête égale à:

$$b_{cr} = 12 \text{ m}$$

Tableau III.44 : Récapitulatif des résultats.

b (m)	Q_e (m³/s)	H (m)	NPHE	H_b (m)
50	805	3,81	89.31	67.31
55	820	3,62	89.12	67.12
60	830	3,43	88.93	66.93

III.10.1.3) Calcul du coût de la digue :

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

Tableau III.45 : Volume de la digue pour b=50m

Digue N°01 (b=50m) H _b = 67,31 m						
Coupe N°	H _i (m)	B _i (m)	W _i (m ²)	W _m (m ²)	L _i (m)	V _i (m ³)
1	0	12	0	124,81227	50	6240,6135
2	8,34	47,862	249,62454		50	32769,2135
3	19,6	96,28	1061,144	2001,09875	50	100054,9375
4	34,3	159,49	2941,0535		100	354247,475
5	41,2	189,16	4143,896	7346,24181	200	1469248,362
6	67,31	301,433	10548,5876		200	1352162,512
7	34,5	160,35	2973,0375	2165,7375	133	288043,0875
8	22,5	108,75	1358,4375		50	45945,5375
9	12,4	65,32	479,384	239,692	50	11984,6
10	0	12	0			
				TOTAL	883	3660696,34

Tableau III.46 : Volume de la digue pour b=55m

Digue N°01 (b=55m) Hb= 67,12 m						
Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m ²)	Wm (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	12	0	120,3041875	50	6015,209375
2	8,15	47,045	240,608375		641,768395	
3	19,41	95,463	1042,92842	1976,878215	50	98843,91075
4	34,11	158,673	2910,82802		3509,430615	
5	41,01	188,343	4108,03322	7299,713088	200	1459942,618
6	67,12	300,616	10491,393		6717,020788	
7	34,31	159,533	2942,64862	2140,250615	133	284653,3318
8	22,31	107,933	1337,85262		902,451715	
9	12,21	64,503	467,050815	233,5254075	50	11676,27038
10	0	12	0		883	
				TOTAL	883	3632689,564

Tableau III.47 : Volume de la digue pour b=60m

Digue N°01 (b=60m) Hb= 66,93 m						
Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m ²)	Wm (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	12	0	115,87372	50	5793,686
2	7,96	46,228	231,74744	628,30775	50	31415,3875
3	19,22	94,646	1024,86806	1952,81291	50	97640,6455
4	33,92	157,856	2880,75776	3476,54171	100	347654,171
5	40,82	187,526	4072,32566	7253,3396	200	1450667,92
6	66,93	299,799	10434,3535	6673,38425	200	1334676,85
7	34,12	158,716	2912,41496	2114,91896	133	281284,2217
8	22,12	107,116	1317,42296	886,14791	50	44307,3955
9	12,02	63,686	454,87286	227,43643	50	11371,8215
10	0	12	0			
TOTAL					883	3604812,1

Remarque :

Pour les fruits de talus de la digue amont et aval on prend respectivement 2.5 et 1.8 mètres et pour le prix du mètre cube du remblai est estimé à 400 da.

Tableau III.48 : Résultats de calculs du cout de la digue pour les différentes largeurs déversantes

COUTS DE LA DIGUE				
Digue	b(m)	hdev(m)	V(m ³)	Montant en DA
1	50	3,81	3660696,3	1464278520
2	55	3,62	3632689,6	1453075840
3	60	3,43	3604812,1	1441924840

III.10.2) Calcul du coût de l'évacuateur de crues :**III.10.2.1) Coût du déversoir :**

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...), pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant à la suite l'instabilité de l'ouvrage. Le coefficient de débit est $m = 0.44$

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

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

Ou :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S \cdot L$$

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube du béton à vingt deux mille dinars Algériens 22000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

Tableau III.49 : Résultats de calculs du cout du déversoir pour les différentes largeurs déversantes

Profil n°	B(m)	Hdev (m)	S (m ²)	V (m ³)	Montant en DA
1	50	3,81	34,5	1725	37950000
2	55	3,62	34,22	1882,1	41406200
3	60	3,43	31,59	1895,4	41698800

III.10.2.2) Calcul du Coursier:

Tableau III.50 : Résultats de calculs du cout du coursier pour les différentes largeurs déversantes

B (m)	H (m)	Q (m ³ /s)	Hb (m)	b coursier (m)	Volume (m ³)	Montant en DA
50	3,81	805	37,31	14,532	6235,2	137174400
55	3,62	820	67,12	14,639	6400,8	140817600
60	3,43	830	66,93	14,711	6498	142956000

III.10.3) le coût total du barrage :

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

Tableau III.51 : Coût Totale du barrage.

Profil n°	B (m)	Hdev (m)	LA DIGUE	LE DEVERSOIR	COURSIER	TOTAL
1	50	3,81	1464278520	37950000	137174400	1639402920
2	55	3,62	1453075840	41406200	140817600	1635299640
3	60	3,43	1441924840	41698800	142956000	1626579640

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure III.20, la largeur du déversoir donnant le coût minimum est **60 mètre**.

Donc la hauteur du barrage est : **H_b = 66.93 m**

D'où la cote de la crête du barrage égale a 91m.NGA

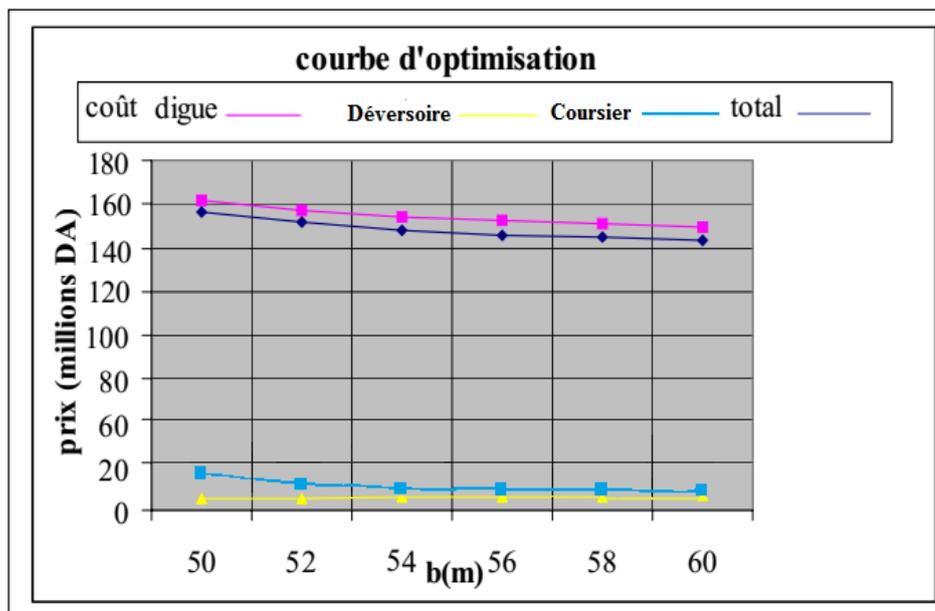
**Figure III.20** : Courbe d'optimisation des largeurs de l'évacuateur de crue

Tableau III.52 : Caractéristiques du barrage.

DENOMINATION	UNITE	QUANTITE
VOLUME MORT	M.m ³	5.92
VOLUME UTILE	M.m ³	115.1
VOLUME AU NIVEAU NORMAL DE LA RETENUE	M.m ³	121.02
COTE DE FOND (▼FOND)	m	24
COTE AU NIVEAU MORT (▼NVM)	m	35
COTE AU NIVEAU NORMAL DE RETENUE (▼NNR)	m	85.5
COTE DE PLUS HAUTES EAUX (▼NPHE)	m	89.5
COTE DE LA CRETE (CRÊTE)	m	91
LARGEUR DE DEVERSOIR	m	60
LA HAUTEUR DE CHARGE DE DEVERSEMENT	m	3.43
LE DEBIT EVACUER	m ³ /s	830

III.10.4) Laminage pour un déversoir de largeur b=60 mètres :

Connaissant cette largeur, la courbe des débits déversants en fonction de la variation du volume d'eau au dessus du déversoir est calculé et tracée.

Tableau III.53 : Volumes et débit déversant.

cote (m)	H _d (m)	q (m ³ /s)	1/2q	V (Mm ³)	V+1/2q
			ΔT (m ³)		ΔT (m ³)
NNR=85,5	0	0,0000	0,000	121,022	121,022
86	0,5	32,5564	0,059	122,928	122,987
86,5	1	92,0835	0,166	124,508	124,674
87	1,5	169,1682	0,305	126,105	126,410
87,5	2	260,4515	0,469	127,715	128,184
88	2,5	363,9920	0,655	129,35	130,005
88,5	3	478,4799	0,861	130,993	131,854
89	3,5	602,9536	1,085	132,67	133,755
89,5	4	736,6680	1,32600	135,36	136,686

On trace la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir figure III.21

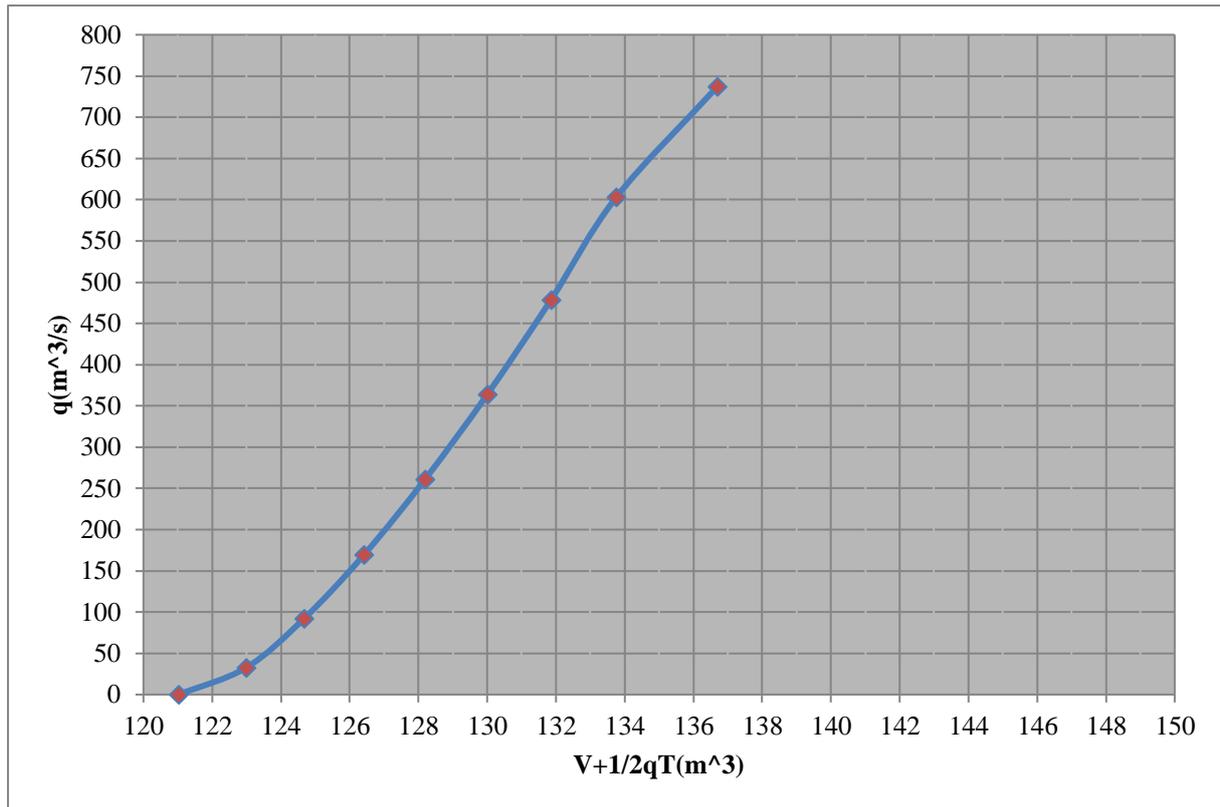


Figure III.21 : Courbe des débits déversant.

Le laminage est donné dans le **Tableau III.54** dans l'annexe A.

Conclusion

Dans ce chapitre, on traite 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.

L'analyse des résultats obtenue nous a conduits aux résultats suivant :

Volume mort est de : 5.92 Mm³

Niveau volume mort est de : 35m.NGA

Volume utile est de : 115.1Mm³

Niveau normal de la retenue est de : 85.5m.NGA

Niveau des plus hautes eaux est de : 89.5m.NGA

Cote de la crête du barrage est de : 91m avec une revanche de 1.5m.

D'après la courbe d'optimisation, la largeur du déversoir donnant le coût minimum est 60m et la hauteur du barrage est de 67m.

A decorative blue floral border with intricate scrollwork and leaf patterns, framing the text. The border is composed of four corner pieces and four side pieces, all rendered in a solid blue color.

Chapitre IV

Choix et
dimensionnement
de l'évacuateur
de crue

GENERALITES

L'évacuateur de crue est un élément essentiel pour la sécurité du barrage, il doit évacuer le débit de la crue de dimensionnement sans mettre la stabilité de l'ouvrage en jeu, car la submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux, alors l'évacuateur est un ouvrage vital pour la sécurité du barrage notamment en remblai. La classification des évacuateurs de crues est faite suivant différents critères :

1. Selon le fonctionnement hydraulique :

- Evacuateur de surface :
 - Central découvert.
 - Evacuateur latéral : -Entonnement frontal
-Entonnement latéral.
 - En puits à galerie d'évacuation.
- Evacuateur en charge :
 - Evacuateur habituel, incorporé dans le corps d'un barrage en béton.
 - Evacuateur siphon (à tour ou incorporé dans le corps du barrage en béton).
 - Evacuateur vidange combiné à la vidange de fond.

2. Emplacement de l'évacuateur par rapport à la digue :

- Evacuateur central.
- Evacuateur latéral.

IV.1) Choix du type de l'évacuateur

Le choix du type de l'évacuateur de crue dépend essentiellement des conditions topographiques et géologiques du site et du coût de l'ouvrage pour la sécurité aval de la digue. D'autres facteurs considérables dans le choix de l'évacuateur telle que :

- Type du barrage.
- La qualité des prévisions des crues.
- La sismicité de la zone de l'aménagement et la fiabilité de l'exploitation.
- Les conditions d'exploitation.
- Résultats de calcul de laminage des crues : (débit déversant : $q_{0.01\%}=830 \text{ m}^3/\text{s}$).
- Hauteur déversant : $H_d = 3.43\text{m}$.
- Largeur déversant : $B = 60\text{m}$.
- Côte NNR : 85.5m.NGA
- Type du barrage : Barrage en terre zoné (noyau argile). (Source ANBT).

On ne peut pas avoir un évacuateur de crue sur la digue à cause de :

- L'ouvrage sur la digue est instable nécessite un système de drainage, mais il reste toujours un risque de glissement des différents plots de coursier.
- Un ouvrage coûteux par les précautions à perdre au niveau de coursier, bassin de dissipation et au pied de barrage.
- Déformation et déplacement dues au tassement.
- Hauteur du barrage qui dépasse 50m. ($H_b=66.93m$) (Tassement important).

IV.2) Variante possible pour le choix de l'évacuateur de crue

- Déversoir en puits type tulipe muni d'une galerie ou d'un tunnel sur la rive droite : Dans ce cas il y aura un tronçon de la vidange de fond, de la prise d'eau jusqu'au déversoir qui sera relié avec la galerie d'amenée des crues du déversoir.
- Déversoir latéral à entonnement frontal.

-L'étude technico-économique effectuée pour la première variante (déversoir en puits) permet de faire les constatations suivantes :

1-couteuses

2-La construction de la galerie d'amenée pour le déversoir en puits prolonge le délai des travaux et de plus dans cette période il faut prévoir aussi le temps nécessaire à la construction de la fondation du puits.

3-en prenant en compte le point précédent, il sera nécessaire dès le début des travaux de construction d'avoir mis en place l'installation de concassage pour la production du béton (couteuse d'une part).

4-La galerie d'amenée exigera une surface béton-remblai importante pour lutter contre les vibrations résultantes du déversoir et assurer la stabilité.

-La variante de l'évacuateur de crues latérale sur la rive droite est la plus répondue aux différents critères de choix :

1-Moins couteuse donc plus économique.

2-Plus de stabilité par rapport à la première variante.

3- La technologie de construction sera considérablement facilitée pour un évacuateur latéral contrairement au cas d'un évacuateur en puits et l'exécution des travaux sera moins compliqué du point de vue technologique.

IV.3) Evacuateur de crue latéral à entonnement frontale

L'évacuateur de crue latéral constitue des éléments suivants :

- Canal d'amenée
- Un déversoir.
- Chenal d'écoulement.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Canal de fuite (canal de restitution).

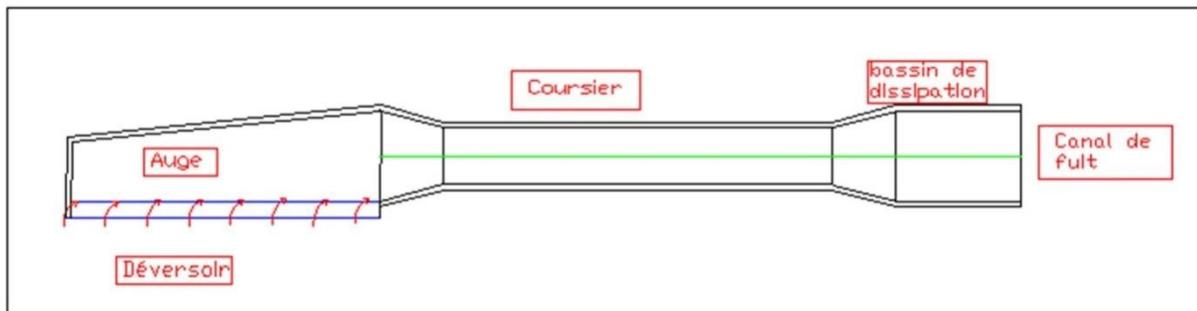


Figure IV.01 : Description de l'évacuateur de crue latéral.

IV.3.1) Canal d'amenée :

Le canal d'approche permet de guider calmement la crue vers le seuil déversant.

Le canal est d'une longueur de 50m.

a- Vitesse d'approche : La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}}$$

Où : Q : Débit à évacuer [m^3/s].

S_{can} : Section du canal en [m^2] et avec $S_{can} = (P+H)*B$

H : Charge d'eau [m] et $H = h + P$.

P : Hauteur de pelle en [m]. : $0.4 \leq \frac{P}{H} \leq 1.5$ (Condition respectée)

h : Lame déversante en [m].

A.N :

On à : $\frac{P}{H} = 1.2$ d'où $P=4.12m$.

On prend $P=4.5m$

$$V_{ap} = \frac{830}{60 \cdot (4.5 + 3.43)} = 1,74 \text{ m/s}$$

$V_{ap} \leq V_{adm}$ tel que $V_{adm}=3.10\text{m/s}$ donc pas de risque d'érosion.

IV.3.2) Déversoir (seuil profilé (Creager))

Il est le mieux adapté pour l'écoulement de sorte que la lame d'eau déversante épouse le profil du déversoir :

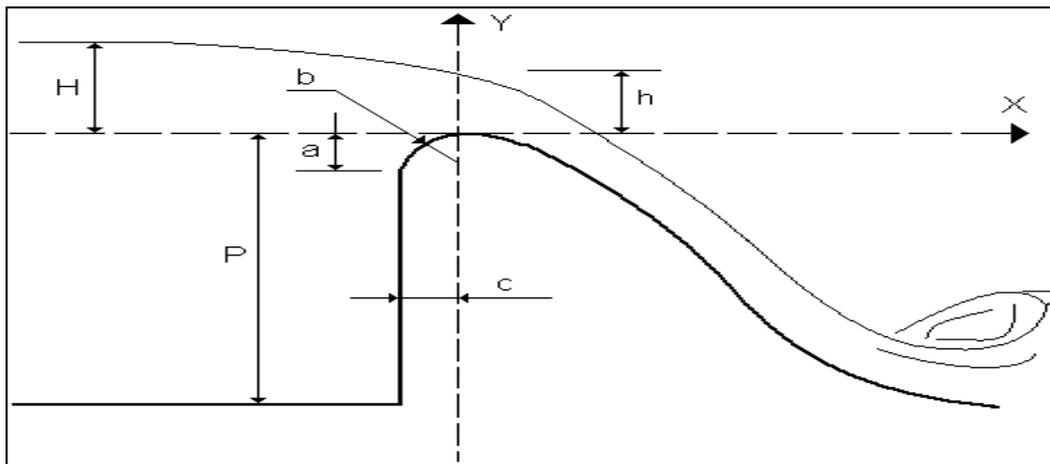


Figure IV.02: Paramètres du profil d'un déversoir

D'après la figure IV.02, on à:

$$a = 0.12 \times H_{dev} = 0.12 \times 3.43 = 0.412 \text{ m}$$

$$b = 0.4 \times H_{dev} = 0.4 \times 3.43 = 1.372 \text{ m}$$

$$c = 0.3 \times H_{dev} = 0.3 \times 3.43 = 1.029 \text{ m}$$

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation et calculées dans le tableau suivant :

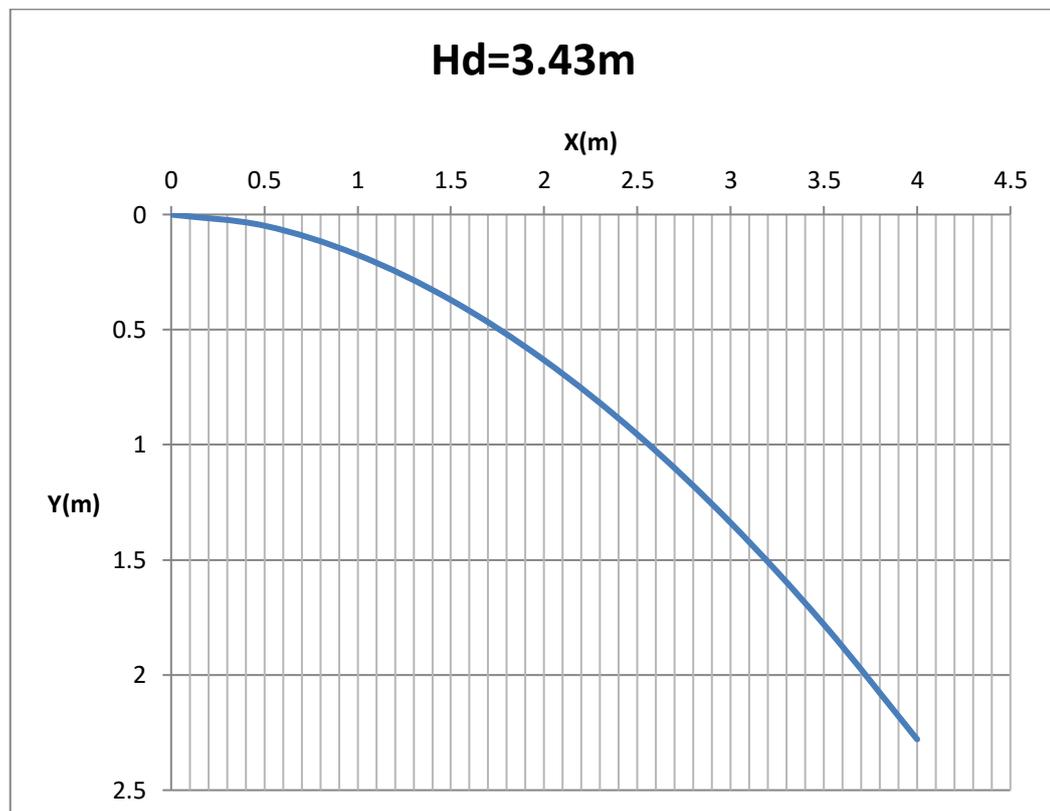
$$Y = \frac{X^{1,85}}{2 \cdot H^{0,85}}$$

Avec : H : Charge sur le déversoir en [m].

Les coordonnées du profil et le calcul est donnée dans le tableau ci-dessous (Tableau IV.01).

Tableau IV.01 : Calcul des coordonnées du profil Creager

X(m)	Y(m)
0	0
0,5	0,04864795
1	0,17537594
1,5	0,37131187
2	0,63223057
2,5	0,95534232
3	1,33857997
3,5	1,78031104
4	2,27919239

**Figure IV.03 : Profil Creager****a. Calcul hydraulique du déversoir et de la tranchée :**

- Rayon de raccordement du déversoir :

Dans le cas où $P < 10$ m on prend $R = 0.5 * P$.

On a : $P = 4.5$ m < 10 m.

D'où : $R = 0.5 \cdot 4.5$ ce qui donne : $R = 2.25 \text{ m}$

- On divise la tranchée sur toute sa longueur en tronçons dont les distance les séparent du bout amont de la tranchée sont : $L_1, L_2, L_3, \dots, L_i$
- On détermine le débit, la vitesse et la largeur pour chacun des tronçons en utilisant les formules suivantes :

$$Q_i = Q \frac{L_i}{L}$$

Avec : L : largeur du déversoir = 60m

$\frac{Q}{L}$: Débit spécifique

D'où : $q = \frac{Q}{L} = \frac{830}{60} = 13.83 \text{ m}^3/\text{s.ml}$

- Largeur du coursier :

$$L_c = Q^{0.4} = 830^{0.4} = 14.71 \text{ m.}$$

On prend : **$L_c = 20\text{m.}$**

- Selon la topographie on prend les rapports suivants :

$$\frac{B_f}{L_c} = 1 \quad \text{et} \quad \frac{B_d}{L_0} = 0.75$$

D'où : **$B_f = 20\text{m}$** et **$B_d = 15\text{m}$**

Voir figure IV.04

- On fixe la vitesse d'écoulement dans la tranchée :

$$V_d = (3 \text{ à } 5) \text{ m/s} \quad \text{et} \quad V_f = (8 \text{ à } 10) \text{ m/s}$$

On prend : Au début : **$V_d = 4\text{m/s}$**

A la fin : **$V_f = 9\text{m/s}$**

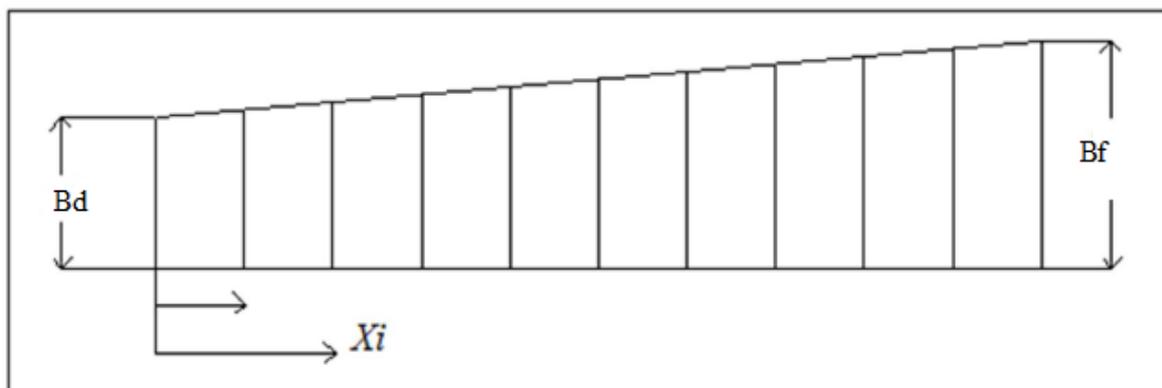


Figure III.04 : Tranches de calcul de la largeur déversante.

-On détermine le niveau d'eau a la fin de la tranchée (NFT) :

$$\text{NFT} = \text{NPHE} - Z$$

Tel quel : $Z = \frac{(Vf)^2}{2g} = \frac{9^2}{2 \cdot 9.81} = 4.12 \text{ m/s}$

D'où : $\text{NFT} = 89.5 - 4.12 = 85.38 \text{ m}$

$$V_i = V_d + (V_f - V_d) \frac{L_i}{L}$$

Avec : $(V_f - V_d)/L$: Coefficient de proportionnalité : **a=0.083**

- On détermine la section mouillée au milieu de chaque tronçon de la tranchée :

$$S_i = \frac{Q_i}{V_i}$$

- On détermine la profondeur d'eau au milieu de chaque tronçon de la tranchée :

$$h_i = + \frac{\sqrt{b^2 + 2mS_i} - b}{m}$$

Avec :

m : pente du profile déversoir assimilé à un plan (m=1.5).

- On calcul la pente i de la surface libre de l'écoulement sur chaque tronçons :

$$i = \frac{V_i^2}{C_i^2 \cdot R_i}$$

Avec :

i: Pente de la surface libre

Ri : Rayon hydraulique $R_i = \frac{S_i}{P_i}$

Pi : périmètre mouillé $P_i = b_i + h_i (\sqrt{m^2 + 1} + 1)$

Ci : coefficient de Cheezy $C_i = \frac{(R_i)^{1/6}}{n}$

n: Coefficient de rugosité n=0.014

- On calcul la perte de charge dans chaque tronçon :

$$\Delta h_i = i_i (L_i - L_{i-1})$$

- On détermine le niveau d'eau au début de chaque tronçon :

$$\text{NT}_i = \text{NFT} + \sum \Delta h_i \text{ à partir de l'aval}$$

- On détermine la cote du fond de la tranchée au milieu de chaque tronçon :

$$C_{fi} = \frac{\text{NT}_i + \text{NFT}}{2} - h_i$$

Les résultats de calculs sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.02 : Résultats de calculs hydraulique

N°	Xi(m)	Qi(m ³ /s)	Vi(m/s)	Si(m)	bi(m)	hi(m)	Pi(m)	Ri(m)	Ci	ii	Δhi(m)
1	10	138,33	4,8	28,640	15,83	1,676	20,530	1,395	75,504	0,003	0,029
2	20	276,67	5,7	48,881	16,67	2,623	24,019	2,035	80,409	0,002	0,049
3	30	415,00	6,5	63,945	17,5	3,212	26,502	2,413	82,723	0,003	0,077
4	40	553,33	7,3	75,592	18,33	3,595	28,408	2,661	84,083	0,003	0,114
5	50	691,67	8,2	84,867	19,17	3,848	29,953	2,833	84,968	0,003	0,162
6	60	830,00	9,0	92,428	20	4,016	31,257	2,957	85,575	0,004	0,223

Tableau IV.03 : Récapitulatif de calcul des cotes dans le coursier

N°	Δhi(m)	hi(m)	Nti(m)	Cfi(m)
1	0,022	1,676	85,946	83,987
2	0,04	2,623	85,924	83,029
3	0,065	3,212	85,884	82,42
4	0,099	3,595	85,819	82,0045
5	0,143	3,848	85,72	81,702
6	0,197	4,016	85,577	81,4625
Somme	0,566			

IV.3.3) Chenal d'écoulement :

Les conditions topographiques du site nécessitent de projeter un chenal d'écoulement qui suit directement le déversoir, ce dernier il est de forme prismatique de longueur de 90m, largeur de 20m, et une pente de 0.2. Le régime d'écoulement doit être fluvial où la pente du fond est inférieure à la pente critique.

a. Profondeur critique :

La profondeur critique pour une section rectangulaire est calculée par la formule suivante :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} = \sqrt[3]{\frac{830^2}{9.81 \cdot 20^2}}$$

D'où :

$$h_c = 5.2\text{m}$$

b. Pente critique :

La pente critique est donnée par la formule suivante :

$$I_c = \frac{Q_{max}^2 * (b + 2hc)^{\frac{2}{3}}}{k * (b * hc)^{\frac{5}{2}}} = \frac{830^2 * (14 + 2 * 2.69)^{\frac{2}{3}}}{k * (14 * 2.69)^{\frac{5}{2}}}$$

D'où : $I_c = 0.0023$

Donc : $I_c = 0.23\%$

c. Profondeur normal

Pour un écoulement uniforme la hauteur normale est déduite par la formule de Chézy :

$$Q = S * C * \sqrt{R * I}$$

Par itération on trouve : $h_n = 1.24\text{m}$

d. Hauteur des murs bajoyers :

A l'amont du chenal d'écoulement a la hauteur des murs bajoyers va atteindre le niveau de la crête de la digue ($N_{cr} = 91\text{m}$). A l'aval la hauteur est déterminée par :

La hauteur du mur bajoyer pour le chenal d'écoulement est : $H_{baj} = H_c + R$

Avec :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m * h_n^2 + b * h_n} = 4.8\text{m/s}$$

On prend pour la revanche du canal une valeur de : $R = 0.06 + 0.05 * V_n * h_n^{1/3}$

AN: $R = 0.32\text{m}$

D'où : $H_{baj} = 0.32 + 5.2 = 5.52\text{ m}$

On prend: $H_{baj} = 6\text{m}$

IV.3.4) Le coursier :

Le coursier fait suite au chenal et conduit l'eau au talweg. il est souvent construit en béton et il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire pour assurer un écoulement régulier avec une largeur de 20m et une longueur de 290m une pente de 17.6%.

b. Profondeur critique :

La profondeur critique pour une section rectangulaire est calculée par la formule suivante :

$$hc = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \text{ (de meme que la fin du chenal)}$$

D'où : $hc = 5.2\text{m}$

c. Pente critique :

La pente critique est donnée par la formule suivante :

$$I_c = \frac{Q_{max}^2 (b + 2hc)^2}{k^2 (b + hc)^5} = \frac{830^2 (14 + 2 \cdot 2.69)^2}{k^2 (14 + 2.69)^5}$$

D'où : $I_c = 0.0023$

Donc : $I_c = 0.23\%$

d. Profondeur normal :

Pour un écoulement uniforme la hauteur normale est déduite par la formule de Chézy :

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

Avec :

S : Section du coursier $S = b \cdot hn$

I : pente du coursier $I = 17.6\% = 0.176$

C : coefficient de Cheezy $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$

R: Rayon hydraulique $R = S/P = b \cdot hn / (2hn + b)$

On aura l'équation du débit suivante :

$$Q = b \cdot hn \cdot \frac{1}{n} \left(\frac{b \cdot hn}{2hn + b} \right)^{1/6} \sqrt{\frac{b \cdot hn}{2hn + b} \cdot I}$$

Par itération on aura : $hn = 1.235\text{m}$

D'où on prend : $hn = 1.24\text{m}$

- Classification de mouvement et du type d'écoulement :

$I = 17.6\%$ $I_c = 0.23\%$

$hn = 1.24\text{m}$ $hc = 5.2\text{m}$

On à :

$h_n < h_c$ et $I_c > I$ alors le régime d'écoulement est torrentiel (type de courbe de remous T_2) et le canal est a très forte pente.

e. Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :

Calcul de la ligne d'eau a l'aide du logiciel **CANAL21**.

Les paramètres et les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.04 : Paramètres et résultats de calcul de la ligne d'eau.

Q (m ³ /s)	Strickler	Yn(m)	Yc(m)	I	L bief (m)
830	71	1,24	5.2	0,176	290

Le récapitulatif des calculs est représenté dans le tableau IV.05 dans l'annexe C

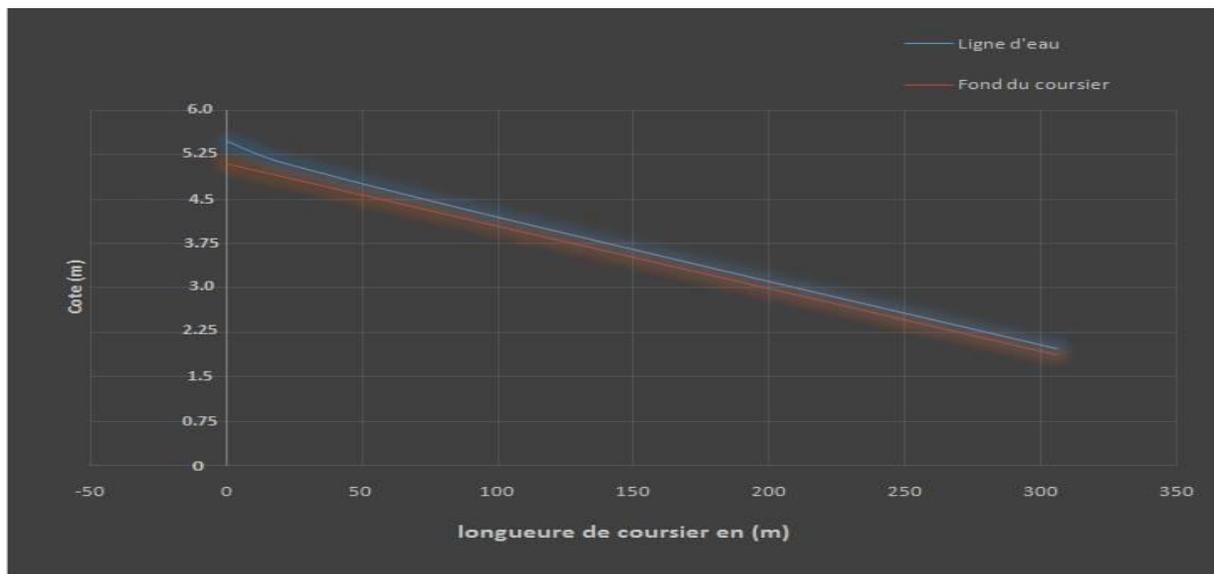


Figure VI.05 : Graphique de la ligne d'eau dans le coursier.

f. Hauteur des murs bajoyers :

Les hauteurs des murs bajoyers sont déterminées comme suit :

$$H_{baj} = H + R$$

Avec :

R : Revanche (m).

Et : $R=0.06+0.05*V*H^{(1/3)}$

Tableau IV.06 : Calculs des hauteurs dans chaque tronçon dans le coursier

L(m)	h(m)	V	R(m)
0	5,2	6,91767549	0,6705451
10	4,85	7,92268793	0,7305376
20	4,51	8,56445027	0,76750309
40	4,26	9,10200416	0,79775173
60	4,07	9,55490083	0,82277127
80	3,9	9,99767524	0,84684749
100	3,76	10,3924843	0,86801359
120	3,65	10,7240095	0,88557807
140	3,52	11,1426099	0,90749632
160	3,4	11,5575063	0,92894798
180	3,28	12,0028451	0,95168642
200	3,08	12,822392	0,99280162
220	2,88	13,7560354	1,03857501
240	2,65	15,0043137	1,0981691
260	2,49	16,0089394	1,14492324
280	2,32	17,2284269	1,20036783
290	2,21	18,1176215	1,2399636

g. Aération du coursier :

L'écoulement à grande vitesse dans le coursier présente un risque élevé de dégâts liés à l'érosion du fond suite à la cavitation, le phénomène d'aération commence à partir d'une section où $V > V_{cr}$.

V_{cr} est donnée par la formule de VOINITCH SYANOGENSKY :

$$V_{cr} = 6.63 \cdot \sqrt{g \cdot R \cdot \cos \theta} \cdot \sqrt{1 + \frac{0.0011}{R^2}} \cdot \left(1 + \frac{8.71n}{R^{1/6}}\right)$$

Avec :

Vcr : La vitesse critique.

θ : Angle d'inclinaison du radier du coursier.

R : Rayon hydraulique.

n : Coefficient de rugosité. (n=0.014).

Le calcul de Vcr pour chaque section dans le coursier est représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.07 : Vérification de phénomène d'aération dans le coursier.

V	R(m)	Vcr	Vcr > V
6,91767549	0,6705451	19,0276178	Vérifié
7,92268793	0,7305376	19,8280916	Vérifié
8,56445027	0,76750309	20,3045942	Vérifié
9,10200416	0,79775173	20,6858196	Vérifié
9,55490083	0,82277127	20,9955737	Vérifié
9,99767524	0,84684749	21,2891198	Vérifié
10,3924843	0,86801359	21,5436682	Vérifié
10,7240095	0,88557807	21,7524959	Vérifié
11,1426099	0,90749632	22,0101298	Vérifié
11,5575063	0,92894798	22,259208	Vérifié
12,0028451	0,95168642	22,5200285	Vérifié
12,822392	0,99280162	22,9836539	Vérifié
13,7560354	1,03857501	23,4883739	Vérifié
15,0043137	1,0981691	24,1287005	Vérifié
16,0089394	1,14492324	24,6186949	Vérifié
17,2284269	1,20036783	25,1866645	Vérifié
18,1176215	1,2399636	25,5840956	Vérifié

h. Vague roulante :

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi dans les écoulements aérés et non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet suite à un écoulement déstabilisé

Les conditions d'absence d'apparition de vagues roulante sont :

$$b/h \leq 12 \quad \text{et} \quad Fr^2 \leq 40$$

Avec :

$$h=2.21\text{m} = Y_{\min}$$

V : Vitesse correspond a h $V=18.12\text{m/s}$

b : Largeur du coursier $b=20\text{m}$

AN :

$$b/h = 20/2.21 = 9.04 \quad \text{Condition vérifié}$$

$$Fr^2 = \frac{V^2}{g \cdot h} = \frac{18.12^2}{9.81 \cdot 2.21} = 15.15 \leq 40 \quad \text{Condition vérifié}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc on n'aura pas l'apparition des vagues roulantes.

VI.3.5) Dissipateur d'énergie :

a. Dimensionnement du dissipateur d'énergie :

Le dimensionnement doit répondre aux questions suivantes :

- Quelles sont les hauteurs avals extrêmes qui permettent un dimensionnement satisfaisant du dissipateur?
- Quelle est le rayon de courbure R (minimal) au préalable il faut déterminer les caractéristiques de l'écoulement à l'amont ?

-

On à :

-Le débit unitaire $q_1=41.5\text{m}^2/\text{s}$

-Hauteur d'eau a l'amont $h_1=2.21\text{m}$

-Nombre de Froude $F_1 = \frac{q_1}{\sqrt{g(h_1)^3}} = 4.03$

-Vitesse d'écoulement $V_1=18.12\text{m/s}$

-La charge d'eau $H_1 = h_1 + \frac{q_1^2}{2gh_1^2} = 20.18\text{m}$

-Vitesse a la surface livre $V_s = [2g(H_1 - h_1)]^{0.5} = 18.78\text{m/s}$

La vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin de dissipation est de $18.78\text{m/s} > 15\text{m/s}$, et le nombre de Froude est de $4.03 > 4$. Donc, d'après l'USBR ; le bassin de dissipation le plus favorable est un bassin à ressaut de type III. Les abaques de calcul du tirant d'eau aval et la longueur du bassin sont représentés dans l'annexe C

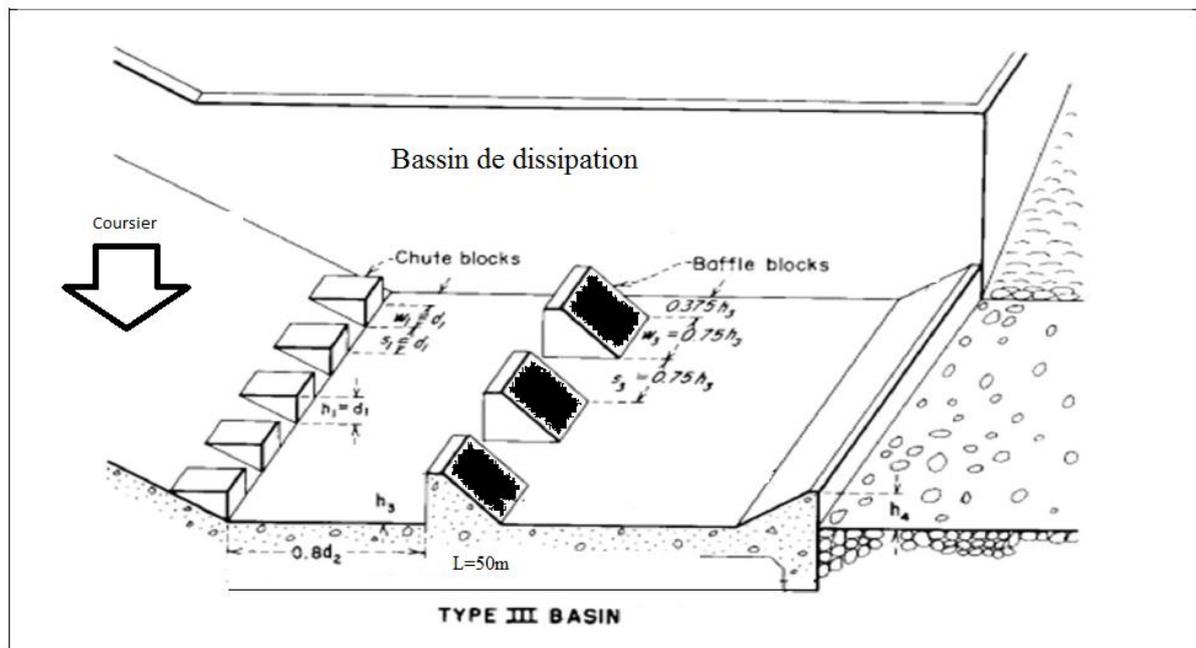


Figure VI.06 : Schéma de bassin de dissipation

D'après les abaques figure IV.07 (Annexe C) on a :

$$\frac{d_2}{d_1} = 0.5 \cdot \sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 = 5.22$$

D'où : $d_2 = 11.54\text{m}$

On prend : $d_2 = 12\text{m}$

$$\frac{L}{d_2} = 2.15$$

D'où : $L = 25.8\text{m}$

Et : $0.8 \cdot d_2 = 9.6\text{m}$ (Voir figure IV.05)

Avec :

d_1 : tirant d'eau avant le ressaut.

d_2 : tirant d'eau après le ressaut.

L : longueur de bassin de dissipation à partir de l'axe de symétrie.

- Blocs dissipateurs :

Pour raccourcir le bassin amortisseur, on peut augmenter la rugosité des parois du canal, les blocs dissipateurs sont prévus à cet effet et peuvent être considérés comme une augmentation locale de la rugosité.

- Dimensionnement des blocs de chute :

On à :

$$d_1=S_1=W_1=h_1=2.21\text{m}$$

Avec :

W_1 :L'épaisseur du bloc de chute.

S_1 : L'espacement entre deux blocs de chutes successives.

h_1 :La hauteur du bloc de chute.

- Dimensionnement des blocs de chicane :

On à:

$$W_2=0.75h_3 \quad \text{et} \quad S_2=0.75h_3.$$

D'autre part:

$$h_3/d_1=1.75 \quad \text{d'où} \quad h_3=3.9\text{m}$$

$$h_4/d_1=3.6 \quad \text{d'où} \quad h_4=8\text{m}$$

D'où :

$$W_2=3\text{m et } S_2=3\text{m}$$

IV.3.6) Canal de fuite :

Le canal de fuite fait suite directement au bassin de dissipation, il sert à conduire l'eau jusqu'au cours d'eau naturel.

Le canal de fuite projeté est de section trapézoïdal de largeur $b=50\text{m}$, une pente de $I_f=0.003$ et un fruit de talus $m=1$.

a. Hauteur critique :

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calculera par la formule suivant :

$$H_{cr}=k (1-(\sigma_{cr}/3) +0.105 \sigma_{cr}^2)$$

Avec :

$$K=\sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad \text{et} \quad \sigma_{cr}=\frac{K.m}{b}$$

Ce qui donne les résultats suivants : $K=3.04 \quad \sigma_{cr}=0.061 \quad h_{cr}=2.98\text{m}$

b. Pente critique :

$$I_{cr}=\frac{g.h_{cr}}{Ccr^2 * R_{cr}}$$

Avec :

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} \text{ et } C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{\frac{1}{6}}$$

$$S_{cr} = m h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr} \quad \text{donc} \quad S_{cr} = 1 \cdot 2.98^2 + 50 \cdot 2.98 = 151.98 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = b + 2 h_{cr} \sqrt{1 + m^2} = 50 + 2 \cdot 2.98 \sqrt{1 + 1^2} = 58.43 \text{ m}$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = 2.60 \text{ m}$$

$$C_{cr} = 58.63$$

Et : $I_{cr} = 0.0033$

c. Profondeur normal dans le canal :

La formule de l'écoulement uniforme est :

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

-Pour une hauteur normale on a :

$$S_n = m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n$$

$$P_n = b + 2 h_n \sqrt{1 + m^2}$$

$$R_n = \frac{S_n}{P_n}$$

$$C_n = \frac{1}{n} \cdot R_n^{\frac{1}{6}}$$

En substituant les termes cités précédemment dans l'équation de l'écoulement uniforme on a :

$$Q = (m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n) \left(\frac{1}{n} \right) \left(\frac{m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n}{b + 2 h_n \sqrt{1 + m^2}} \right)^{1/6} \left(\frac{I (h_n^2 + b \cdot h_n)}{b + 2 h_n \sqrt{1 + m^2}} \right)^{1/2}$$

Par itération on trouve : $h_n = 2.875 \text{ m}$

On prend donc : $h_n = 2.9 \text{ m}$

d. Vitesse dans le canal :

$$V = Q/S = Q / (m \cdot h_n + b \cdot h_n)$$

D'où : $V = 5.45 \text{ m/s} > V_{adm} = 2.2 \text{ m/s}$

Pour réduire la vitesse et son effet sur les parements du canal, on prévoit un revêtement en enrochement de diamètre supérieur à celui des blocs d'alluvions constituant le sol (8 à 13 cm).

IV.3) Conclusion

Après cette étude, nous arrivons à conclure que l'évacuateur de crue choisi (latéral à entonnement frontal) est réalisable du point de vue technique et économique.

A decorative blue floral border with intricate scrollwork and leaf patterns, framing the text. The border is composed of four corner pieces and four side pieces, all in a dark blue color.

Chapitre V

Dérivation
provisoire

Introduction

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues d'eau pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue et venue d'eau qui peut provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux dans les meilleures conditions. Il est accompagné le plus souvent (sauf dans le cas d'un canal) par un batardeau amont jouant le rôle d'un amortisseur de crues et facilitant en même temps l'acheminement des eaux vers la dérivation provisoire et un batardeau aval permettant l'empêchement de retour d'eau vers le chantier. Le batardeau amont se construit avec les mêmes soins que le barrage.

V.1) Type d'ouvrage de dérivation provisoire

1) Galerie de dérivation :

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage est qu'il évite l'interférence avec les failles et la construction du barrage proprement dit.

2) Conduite de dérivation :

La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité, mais plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton fondations.

L'avantage commun de ces deux ouvrages se résume par l'aspect économique qu'ils jouent, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond).

3) Canal de dérivation :

Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges ou les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.

Remarque :

En fonction des conditions topographique, géologiques, géotechniques et hydraulique, la dérivation se fait par une galerie et un batardeau amont.

Vu les conditions géologiques et topographique du site, et l'étude économique, il a été jugé de projeter une galerie circulaire sur la rive droite a coté de l'Oued.

V.2) Choix de la crue de dimensionnement

En réalité, il n'existe aucune loi ou règle qui définissent le choix de la crue avec laquelle se dimensionne l'ouvrage de dérivation provisoire.

Le choix de la crue dépend du degré du risque admis en cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation, sur le coût de l'ouvrage de dérivation et sur la durée d'exécution de l'aménagement.

En Algérie, le plus souvent le dimensionnement se fait par les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50ans donc, vu tous ces paramètres qui interviennent dans la détermination de cette crue et pour le dimensionnement de la dérivation provisoire de notre ouvrage, nous optons pour la crue décennale (10 ans).

Le débit maximum de cette crue est : $Q_{\max(10\%)}=383.2 \text{ m}^3/\text{s}$

V.3) Calcul hydraulique de galerie

L'écoulement dans la galerie est un écoulement libre (au début) qui passe en écoulement en charge après.

L'écoulement à surface libre :

L'écoulement sera régi par la formule suivante:

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{RI}$$

Où :

Q : débit évacué

C : coefficient de CHEZY

R : rayon hydraulique;

S : section mouillée;

I : pente du radier de la galerie ; **I = 0,013**

a- l'écoulement en charge :

L'écoulement devient en charge lorsque le niveau d'eau sera supérieur au diamètre de la galerie et l'écoulement sera régi par la formule suivante :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z}$$

Où :

Q : débit évacué

S : section de la galerie

g : accélération de la pesanteur [m/s²].

Z : la dénivelée

μ : coefficient de débit

$$Z = (H + L \cdot I) - \frac{D}{2}$$

H : hauteur d'eau devant la galerie

D : diamètre de la galerie

L : longueur de la galerie [**L = 250m**]

I : pente de la galerie [I = 0,013]

On à :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_1 + \frac{\lambda \cdot L}{D}}}$$

- coefficient de résistance singulière :

$$\sum \xi_i = \xi_{\text{entrée}} + \xi_{\text{sortie}}$$

À l'entrée :

$$\sum \xi_i = 0,5 + 1 = 1,5m$$

λ : coefficient de résistance linéaire.

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

Avec : $n = 0,014m^{-1/3} \cdot s$

Tableau V.01 : Résultats de calcul du coefficient de débit.

$D_g(m)$	$\sum \xi_i$	λ	$\lambda \cdot L/D$	$(1 + \sum \xi_i + \lambda \cdot L/D)^{0,5}$	μ
3	1.5	0,01698735	1,4156126	1,97879069	0,50535916
4	1.5	0,01543403	0,96462705	1,86135087	0,53724422
5	1.5	0,01432769	0,71638435	1,7934281	0,55759135
6	1.5	0,01348287	0,56178623	1,74979605	0,57149517

b- l'écoulement en charge :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z}$$

$$Z = H + (L \cdot I - D/2)$$

Tableau V.02 : Calculs du débit en fonction du diamètre ($Q = f(D)$)

$D (m)$	μ	$S (m^2)$	$\mu S \sqrt{2g}$	$Z (m)$	$Q (m^3/s)$
3	0,50535916	7,065	15,81670569	H+1,75	15,8167 \sqrt{Z}
4	0,53724422	12,56	29,89269834	H+1,25	29,8926 \sqrt{Z}
5	0,55759135	19,625	48,47629523	H+0,75	48,4762 \sqrt{Z}
6	0,57149517	28,26	71,54650947	H+0,25	71,5465 \sqrt{Z}

Le laminage de la crue se fait comme suite :

A partir de l'hydro gramme de la crue de fréquence (10%) on calcul le volume de la crue correspondant, et on tire toutes les hauteurs correspondantes a chaque volume de chaque heure jusqu'au temps de la montée ($t = 4.89h$) de la courbe (capacité – hauteur).

Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau V.03.

Tableau V.03 : Hauteur déversante en fonction du temps $H_{dév} = f(T)$

Temps(h)	$Q_c(m^3/s)$	$Q_{moy}(m^3/s)$	V (m^3)	$h_{dév}$
0	0	32.051	115383.6	7.24
2	64.101			
4	256.406	160.254	576914.4	7.71
4.89=Tc	384.2			
		320.303	1153090.8	8.02

Les résultats du laminage sont donnés dans le Tableau V.04

Tableau V.04 : Résultats du laminage.

D (m)	3	4	5	6
Z (m)	9.77	9.27	8.77	8.27
Q (m^3/s)	49,4382757	91,0133262	143,558601	205,750645

V.4) Batardeau

V.4.1) Type de batardeau :

Le batardeau est prévu d'être de même type que la digue, alors il est construit d'une digue homogène qui exige des caractéristiques géotechniques précises et nécessite un contrôle soigné des teneurs en eau.

V.4.2) Calcul de la revanche du batardeau :

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec :} \quad H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F}$$

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

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [$F = 7.6 \text{ km}$].

$$\underline{A.N.} : H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{7.6} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{7.6} = 1.26 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1.5 + 2 \cdot H = 1.5 + 2 \cdot 1.26 = 4.02 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0.75 \cdot 0.79 + \frac{4.02^2}{2 \cdot 9.81} = 1.42 \text{ m}$$

D'où la hauteur du batardeau : $H_{\text{bat}} = R + H_{\text{eau}}$

H : hauteur d'eau devant la galerie.

V.4.3) Calcul de la largeur en crête du batardeau :

$$\boxed{b = 1.65 \cdot \sqrt{H_{\text{bat}}}}$$

Tableau V.05 : Calculs de la largeur en crête pour chaque diamètre.

Diamètre de la galerie (m)	Hauteur du batardeau (m)	Largeur en crête (m)
3	11.19	5.52
4	10.69	5.39
5	10.19	5.27
6	9.69	5.14

V.5) Calcul d'optimisation

Le calcul est effectué par une méthode qui est basée sur la détermination des volumes du batardeau et de la galerie ainsi que sont équivalents en béton, ensuite tracé la courbe d'optimisation pour déterminer le diamètre optimal.

Pour assurer un écoulement à surface libre dans la galerie, les dimensions doivent être telles que la hauteur d'eau pour la crue de projet soit comprise entre 0,7 et 0,8 fois la hauteur de la galerie, mais ils peuvent parfois s'éloigner des dimensions optimales du point de vue hydraulique, afin de permettre l'utilisation de coffrage ou de vannes normalisés.

Le schéma suivant nous donne les différents paramètres pour cette méthode.

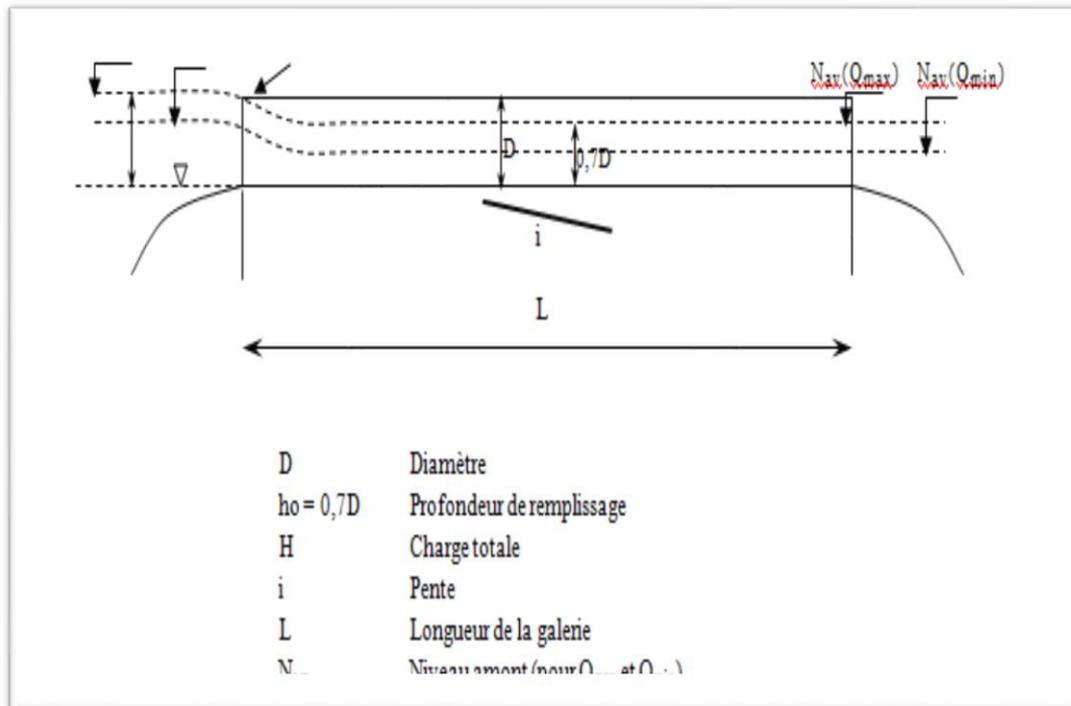


Figure V.01 : Schéma de calculs des paramètres d'optimisation

Hypothèses de calcul :

- Ecoulement uniforme ;
- Pertes de charges sont calculées à l'aide de la formule de CHEZY.

Le tableau V.06. Annexe C, nous donne les différents paramètres hydraulique ainsi le calcul des volumes des travaux (atardeau et la galerie de dérivation)

Les résultats du calcul d'optimisation sont donnés dans le tableau V.07. Annexe C.

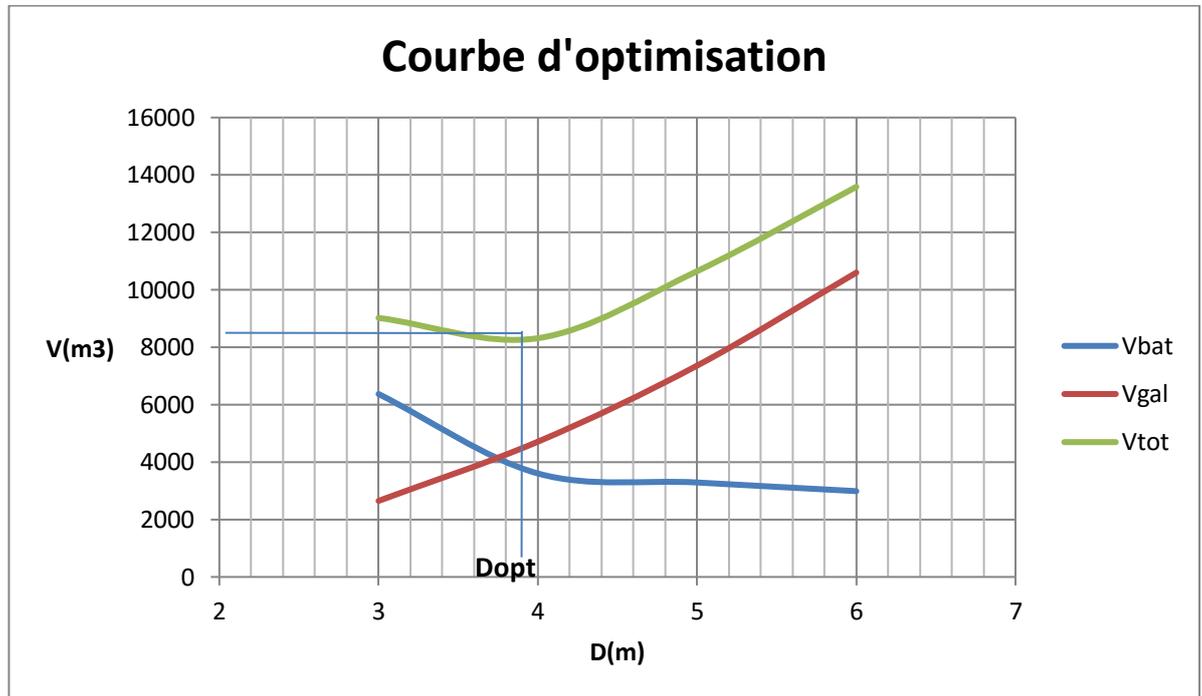


Figure V.02 : Courbe d'optimisation

D'après le tableau V.07. Annexe C, et la courbe d'optimisation (Figure V.02), on remarque que le diamètre optimum est égal à 3.85m donc on a un diamètre normalisé de **D=4m**. Ce qui correspond à une hauteur du batardeau égal à **10.69m**.

V.6) Ouvrage de restitution

L'objectif de l'ouvrage de restitution est la dissipation de l'énergie cinétique de l'eau à la sortie de la galerie de dérivation.

La vitesse de l'eau à la sortie de la galerie est:

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

Où :

Q: Débit laminé;

S: Section de la galerie.

$$Q = 91.01 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Donc: } S = 12.57 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où: } V = 7.24 \text{ m/s.}$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

h: Hauteur d'eau à la sortie de la galerie ; **h = 2.8m**

D'où :

$$\mathbf{F = 1,38} \quad \text{donc :} \quad 1 < F < 1,7$$

Pour $F = 1,7$. Le tirant d'eau à la sortie y_2 est de l'ordre de 2 fois celui à l'entrée y_1 , et la vitesse de sortie d'environ la moitié de la vitesse d'entrée. Aucun déflecteur n'est nécessaire, il suffit simplement de bétonner le canal sur une longueur de 4 à 6 fois à partir de l'endroit où la profondeur commence à se modifier, d'où :

$$\frac{y_2}{y_1} = 1.85 \quad \text{d'où} \quad y_2 = 5.18\text{m} \quad \text{et} \quad \frac{L}{y_2} = 3.7 \quad \text{d'où} \quad L = 19.17\text{m}$$

On peut projeter un bassin de longueur égale à 19m tandis que La galerie ne nécessite pas un dimensionnement pour le bassin de dissipation (tranquillisation) il est recommandé de mettre des roches à l'aval car $Fr < 2$ dans tous les cas.

V.7) Canal de fuite

Il fait suite au bassin de dissipation il sert essentiellement à conduire l'eau vers l'oued. Le canal projeté est d'une section trapézoïdale de largeur $b=5\text{m}$ et d'une pente de 1%. On a :

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,105\sigma_{cr}^2 \right)$$

Avec :

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \quad \text{et} \quad \sigma_{cr} = \frac{K \cdot m}{b}$$

m : fruit des talus du canal de fuite, $m=2.5$

Ce qui donne : **$K = 3.23$** , $\sigma_{cr} = 1.62$ d'où **$h_{cr} = 2.38\text{m}$**

La pente critique :

Elle est donnée par : $I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C^2 \cdot R_c}$

Avec : I_{cr} : pente critique ;

S_c : section critique $S_c = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr}$;

R_c : rayon critique $R_c = S_c / P_c$;

P_c : périmètre critique $P_c = b + 2 \cdot h_{cr} \sqrt{1 + m^2}$

C_c : coefficient de Chezy $C_c = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité $n = 0,014$

Ce qui donne : **$S_c = 26.061\text{m}^2$** , **$P_c = 17.82\text{m}$** , **$R_c = 1.46\text{m}$** et **$C_c = 76.08$**

D'où La pente critique est : **$I_{cr} = 0,0028$** où **$I_{cr} = 0,28\%$**

Profondeur normale dans le canal :

Le canal projeté est de section trapézoïdale de largeur égale à 5 m et de pente 1%

La formule de l'écoulement uniforme, donc

$$Q = SC\sqrt{RI}$$

Pour la hauteur normale, on a :

$$S_n = mh_n^2 + b.h_n \quad ; \quad C_n = \frac{1}{n} R_n^{\frac{1}{6}}$$

$$R_n = \frac{S_n}{P_n} \quad ; \quad P_n = b + 2h_n\sqrt{1+m^2}$$

En substituant les termes ci - dessus dans l'équation, on obtient :

$$Q = (mh_n^2 + b.h_n) \left(\frac{1}{n} \right) \left(\frac{mh_n^2 + bh_n}{b + 2h_n\sqrt{1+m^2}} \right)^{\frac{1}{6}} \left(\frac{I_c (mh_n^2 + b.h_n)}{b + 2h_n\sqrt{1+m^2}} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Le calcul par itération donne : $h_n = 2.015 \text{ m}$ d'où on prend : $h_n = 2.02 \text{ m}$

Vitesse de l'eau dans le canal :

$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{mh_n^2 + bh_n} = 4.48 \text{ m/s} \geq V_{adm} = (1,8 \div 2,2) \text{ m/s}$ correspondante aux alluvions qui constituent le canal de fuite. Donc, Nous sommes astreints de prévoir un revêtement en enrochement de diamètre supérieur pour réduire la vitesse et son effet sur les parements du canal.

Classification du mouvement et du régime d'écoulement :

En conclusion on a : $I=1\%$ ($h_n=2.02\text{m}$), $I_{cr}=0,28\%$ ($h_{cr}=2.38\text{m}$)

Suivant les valeurs numériques ci-dessus on constate que $I > I_{cr}$ et $h_n < h_{cr}$ alors le régime d'écoulement est torrentiel.

Conclusion

La galerie de dérivation sera utilisée comme ouvrage de vidange de fond et abritera dans l'autre parti de la conduite de prise d'eau. Le diamètre après une étude d'optimisation est de 4m.



Chapitre VI

Tour de
prise
vidange de
fond

INTRODUCTION

Pendant l'élaboration du projet formée par un barrage, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenant à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres. Les ouvrages annexes prévus pour le barrage sont :

- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de vidange de fond.

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) c'est-à-dire technico-économique.

La vidange de fond est un ouvrage primordial pour un barrage, il a pour but :

- L'évacuation des dépôts de sédiment pour éviter l'envasement du barrage et des prises d'eau.
- Le contrôle du premier remplissage de la retenue.
- Le contrôle rehaussement du plan d'eau à un niveau voulu.
- La vidange totale ou partielle du barrage.
- L'évacuation d'une partie des eaux pendant les crues exceptionnelles.

VI.1) Ouvrage de prise d'eau

VI.1.1) 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.

VI.1.2) Type de prise :

1) Prise d'eau en charge :

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton .Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de commande au pied aval de la digue. En outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

2) 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.

3) Tour de prise :

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise et vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

VI.1.3) Types d'ouvrage de prise :

Les différents types d'ouvrage de prise sont très variés et dépendent de plusieurs facteurs géologiques, condition de stabilité et d'autres facteurs d'ordre économique et technique mais on peut les regrouper en deux catégories : Tour verticale et tour inclinée.

1) Tour inclinée :

L'implantation d'une tour de prise inclinée reposant sur les versants des rives (gauche ou droite) ou les talus sont très doux, elle n'est pas économique vu le coût de l'excavation et la hauteur importante de la tour.

2) Tour verticale :

La région de BOUTELDJA a une intensité sismique normale avec une accélération de 0.2g d'où l'implantation d'une tour de prise verticale s'avère économique.

VI.1.4) Emplacement de la tour :

En considérant la structure principale du barrage et les caractéristiques géomécaniques et topographique du terrain, la rive droite est plus favorable à la disposition de la tour de prise. Cette dernière se trouve à l'amont de la dérivation provisoire (Galerie de dérivation), les ouvrages de prise d'eau et de conduite seront utilisés aussi pour la vidange de fond.

Pour augmenter la stabilité de la tour, on donne à cette dernière une forme de section cylindrique de diamètre intérieur de 4m, l'élément de base de la tour est constitué par une fondation carrée de section 25*25 (m²) à la cote 22.3m et muni de trois fenêtres à des niveaux différents pour pouvoir soutirer l'eau de qualité. Les niveaux de fenêtres sont choisis suivant les exigences d'exploitation, à cet effet une fenêtre se trouve à la cote 40m, la deuxième à la cote 50m et enfin la troisième à la cote 62m. Les fenêtres sont équipées de vannes à guillemet 2.50m/2.00m et de grille de protection. Les manœuvres des vannes se font automatiquement à l'aide d'une chambre de manœuvre placée en haut de la tour.

VI.2) Dimensionnement de la prise d'eau

Le but de dimensionnement des conduites est le prélèvement d'un débit destiné à l'irrigation (AEI) et l'alimentation en eau potable (AEP) des régions situées à l'aval du barrage (BOUTELDJA, BEN M'HIDI) ainsi qu'à la régions d'EL TARF.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale en AEP et AEI).

La distribution mensuelle de la demande pour l'irrigation et l'alimentation en eau potable est récapitulée dans le tableau VI.01.

D'après le Tableau VI.01, le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.
Tel que :

$$V_{\max} = 3.75 \text{ Mm}^3$$

Et :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T}$$

Avec : T : Temps de prise (T = 31 jours = 31*24*3600 s)

Donc :

$$Q_{\max \text{ AEP}} = 0.485 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\max \text{ AEI}} = 0.915 \text{ m}^3/\text{s}$$

On à :

$$Q_{\max \text{ Tot}} = \frac{3.75 * 10^6}{31 * 24 * 3600}$$

D'où :

$$Q_{\max \text{ Tot}} = 1.4 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tableau VI.01 : Distribution mensuelle de la demande (Irrigation et eau potable)

Besoins	Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
Irrigation	V consommation(Mm3)	1,2	0	0	0	0	0	0,58	0,7	0,85	1	1,3	1,3	6,93
	% de consommation	17,32	0	0	0	0	0	8,37	10,10	12,27	14,43	18,76	18,76	100
AEP	V consommation(Mm3)	1,05	0,93	0,72	0,67	0,67	0,61	0,73	0,85	0,89	0,98	2,45	1,15	11,7
	% de consommation	9,0	7,9	6,2	5,7	5,7	5,2	6,2	7,3	7,6	8,4	20,9	9,8	100
Total	V total (Mm3)	2,25	0,93	0,72	0,67	0,67	0,61	1,31	1,55	1,74	1,98	3,75	2,45	18,63

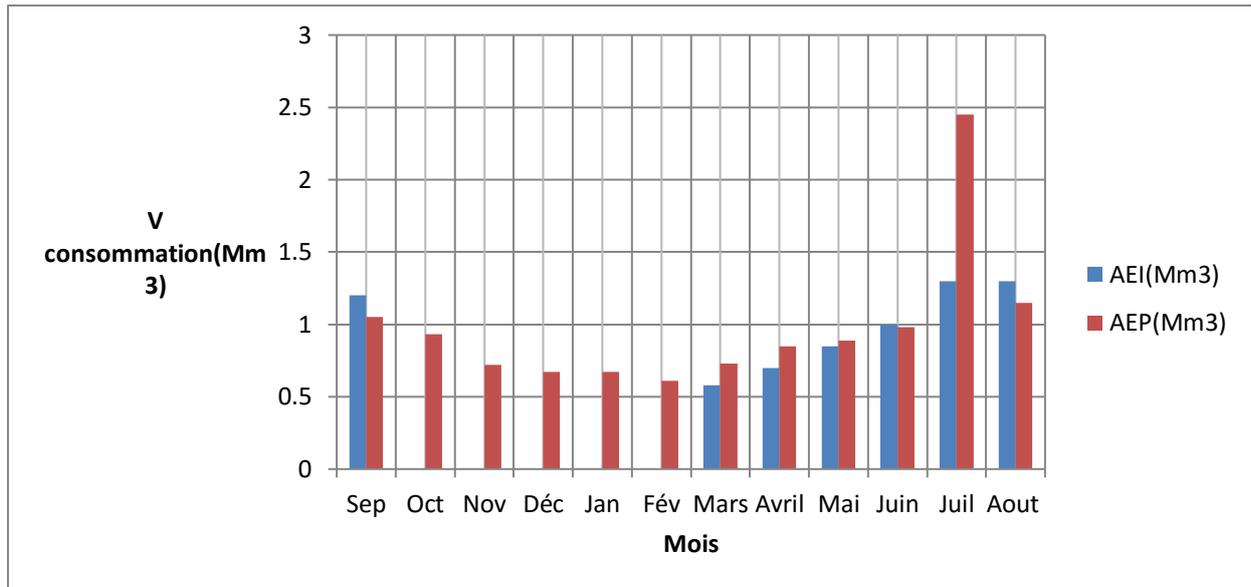


Figure VI.01 : Répartition mensuelle de la demande (AEP, AEI)

On à : $Q_{\max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H}$

Avec :

μ : coefficient de débit qu'on prend au préalable, $\mu = 0.3$

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval, $H = 17.7m$

A.N :

$$S = \frac{1.4}{0,30 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot 17.7}} = 0.25m^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,25}{\pi}} = 0.564m$$

Donc :

On prend un diamètre normalisé de :

$$D = 600 \text{ mm}$$

- **Correction du coefficient de débit μ :**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc :

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D}$$

Avec :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \log(\varepsilon/D))^{-2}$$

AN :

$$\lambda = 0.0199$$
$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{0,0199 \cdot 250}{0,6} = 9.54$$

Donc :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+9.54}} = 0.308$$

C'est presque le même coefficient de débit donc : $S=0.244\text{m}^2$; $D=557\text{mm}$
Donc on opte pour un diamètre de $D=0.6\text{m}$ pour la conduite de la prise d'eau.

D = 600 mm

- **Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de pris d'eau :**

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{S} = \frac{1.4}{0,244} = 5.74\text{m/s}$$

VI.3) Conclusion

La conduite de prise de diamètre de 600mm, sera édifiée encore en tête de la dérivation. Le prélèvement des eaux s'effectue à trois niveaux de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort, 35m NGA. Les organes de commandes seront regroupés avec ceux de la vidange au pied aval de la digue.

VI.4) Disposition de l'ouvrage de vidange

L'ouvrage de vidange de fond peut être conçu pour qu'il fonctionne sous pression si son diamètre est petit ou moyen ou en écoulement à surface libre lorsqu'il est de gros diamètre. Comme cet ouvrage est destiné à faire des chasses périodiques, afin d'éviter l'envasement rapide du barrage il est conseillé de prévoir un ouvrage qui fonctionne à surface libre pour éviter les risques de colmatage.

Pour notre cas le dispositif de vidange est constitué d'un orifice à l'amont suivi d'une conduite circulaire de longueur de **250m** et une pente du radier égale à **0.013**. L'entrée de l'ouvrage est assurée par une grille de protection contre l'introduction des débris de grande dimension.

A la base de la tour de prise (à l'amont de la galerie) on prévoit l'installation de deux vannes plates en série : la première de garde et la deuxième de contrôle (sécurité).

VI.5) Dimensionnement de l'ouvrage de vidange

VI.5.1) Calcul du débit de vidange :

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r$$

Avec :

V_u : volume utile en [m³].

T : temps de vidange ($15 < T < 21$) jours, on prend **$T=21$ jours**.

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

Avec : $A_0=28.24.10^6 \text{ m}^3$ et $V_u=115.1.10^6 \text{ m}^3$

Et : $t=1\text{ans}=31.536.10^6 \text{ s}$

A.N :

$$Q_{vf} = \frac{115.1.10^6}{21.86400} + \frac{28.24.10^6}{31,536.10^6} = 64.33 \text{ m}^3/\text{s}$$

VI.5.2) Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :

On à:

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

D'ou:

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}}$$

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m³/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

μ : Coefficient de débit, on le prend égale à 0.8

A.N :

$$S = \frac{64.33}{0,8 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot 50.5}} = 2.55 \text{m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera alors :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 2.55}{\pi}} = 1.8 \text{m}$$

On prend:

$$D_{vf} = 1800 \text{ mm}$$

- Correction du coefficient de débit μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}}$$

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

- Coefficients des pertes de charge linéaires:

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad \text{Avec :} \quad \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

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 [$D = 1800 \text{ mm}$], calculé précédemment.

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($L = 250 \text{ m}$).

A.N :

$$\lambda = 0.020$$

D'où :

$$\sum \xi_1 = 2.78\text{m}$$

- Coefficients de pertes de charge singulière:

On a :

$$\xi_{\text{entrée}} = 0,5 \quad \xi_{\text{sortie}} = 1 \quad \xi_{\text{vannes}} = (0,1 + 0,1) = 0,2$$

Donc :

$$\sum \xi_s = 1,2\text{m}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (2.78 + 1.2)}} = 0.45$$

Et :

$$S = \frac{64.33}{0,45 \cdot \sqrt{2g \cdot 50.5}} = 4.54\text{m}^2$$

D'où :

$$D_{\text{vf}} = \sqrt{\frac{4.0,14}{\pi}} = 2.4\text{m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$\boxed{D_{\text{vf}} = 2400 \text{ mm}}$$

VI.5.3) Calcul du temps de vidange :

Pour le calcul du temps de vidange nous avons utilisé les formules suivantes :

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \quad , \quad dv = Qdt \quad \text{et} \quad dv = -Sdh = \mu S \sqrt{2gH} dt$$

$$dt = - \frac{S \cdot dh}{\mu S \sqrt{2gH}} \quad \text{d'où} \quad dt = \frac{s}{\mu S \sqrt{2g}} \cdot \frac{dh}{\sqrt{h}}$$

Avec :

H : La charge d'eau (m)

S : Section de la conduite.

dv : Le volume d'eau évacué.

dt : Variation du temps.

$$\int_{t_1}^{t_2} dt = \int_{h_1}^{h_2} \frac{-s}{\mu \sqrt{2gH}} \frac{1}{\mu} dh \quad \text{d'où} \quad \int_{t_1}^{t_2} dt = \frac{-s}{\mu \sqrt{2g}} \int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{\sqrt{H}}$$

$$\text{Donc :} \quad t_2 - t_1 = \frac{-s}{\mu \sqrt{2g}} [\sqrt{H}]_{h_i}^{h_{i+1}}$$

En intégrant on trouve:

$$t_2 - t_1 = T_v = \frac{2}{\mu S \sqrt{2g}} [S_1(\sqrt{h_1} - \sqrt{h_2}) + S_2(\sqrt{h_2} - \sqrt{h_3}) + S_3(\sqrt{h_3} - \sqrt{h_4}) + S_4(\sqrt{h_4} - \sqrt{h_5}) + S_5(\sqrt{h_5} - \sqrt{h_6}) + S_6(\sqrt{h_6} - \sqrt{h_7}) + S_7(\sqrt{h_7} - \sqrt{h_8}) + S_8(\sqrt{h_8} - \sqrt{h_9}) + S_9(\sqrt{h_9} - \sqrt{h_{10}}) + S_{10}(\sqrt{h_{10}} - \sqrt{h_{11}}) + S_{11}(\sqrt{h_{11}} - \sqrt{h_{12}})].10^6$$

Avec : T_v : Temps de vidange

μ : Coefficient de débit pris égale à 0.45 (Après correction)

S : Section de la vidange, **S=4.54m²**

Si : Surface d'eau dans la retenue correspondante aux différentes charges h_i .

D'où : **$T_v = 1795392.1s$**

Donc : **$T_v = 20.78$ jours** (comme pris auparavant)

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau VI.02. Annexe E

VI.5.4) Calcul de la vitesse d'abaissement dans la retenue :

$$V = \frac{H}{Tt} = \frac{50.5}{20.98} = \mathbf{2.41m/j}$$
 qui est acceptable pour un abaissement de 2.41m par jours.

VI.6) Conclusion

L'ouvrage de vidange sera édifié en tête du tunnel de la dérivation. La conduite étant en acier de diamètre 2.4m.



Chapitre VII

Etude
de
stabilité

Introduction

Dans le présent chapitre, nous allons calculer la stabilité et le ferrailage des éléments de l'évacuateur de crues afin qu'il résiste aux différentes charges exercées : la poussée des terres, la poussée hydrodynamique de l'eau, le poids propre de la structure,...etc. L'évacuateur de crues sera construit en béton armé.

Le béton se compose de : l'eau, les granulats (sable et gravier), ciment et adjuvants qui sont des produits chimiques qui peuvent jouer différents rôles : ça pourra être des fluidifiant, retardataire de prise et accélérateurs de prise (accélération de durcissement du béton).

Le calcul se fera pour une tranche de longueur unitaire de 1m (Mètre linéaire).

VII.1) Etude de stabilité

Le calcul de la stabilité c'est une étape nécessaire pour connaitre les dimensions des éléments de l'évacuateur de crue afin qu'il soit résistant au différents charges, et qu'il vérifie les conditions au reversement, au glissement et au poinçonnement.

VII.1.1) Stabilité de déversoir :

Le calcul de stabilité de déversoir se fait dans le cas le plus défavorable (Hauteurs déversante maximale $H_d=3.43m$).

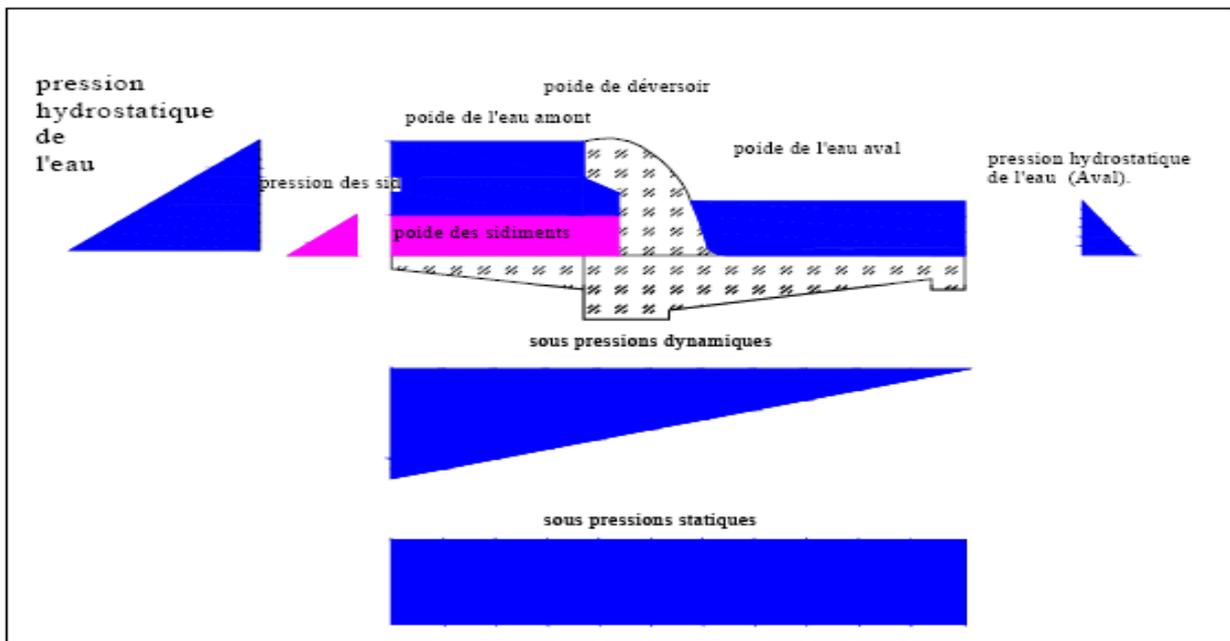


Figure VII.01 : Répartition des forces horizontales et verticales agissantes sur le déversoir.

VII.1.1.1) Calcul des forces :

Avent de calcul des forces on doit dimensionner le radier de déversoir et vérifier l'étude des infiltrations par la méthode de **Bligh**.

- Prédimensionnement de l'ouvrage :**-Avent radié :**

- Longueur : $l_{ar} = (0 \div 2) * h_1 = 6.2m$

- Epaisseurs : on a :

$$h_1 \leq 5m \quad \text{donc} \quad T_{ar1} = (0.4 \div 0.5) m = 0.5m$$

$$5 \leq h_1 \leq 10 m \quad \text{donc} \quad T_{ar1} = (0.4 \div 0.6) m$$

$$h_1 \geq 10 m \quad \text{donc} \quad T_{ar1} = 0.75 m$$

$$\text{Et :} \quad T_{ar2} = 0.75 + 0.05H_1 = 1m$$

- Radié :

- Longueur : $L_r = (1.25 \div 2.5) * H_1 = 10m$

- Epaisseurs :

$$T_{r1} = (0.25 \div 0.30) * H_1 = 1.2m$$

$$T_{r2} = (0.13 \div 0.15) * H_1 = 0.6m$$

$$S = T_{r1} = 1.2m$$

$$S_1 = S_2 = T_{r2} + 0.5 = 1.1m$$

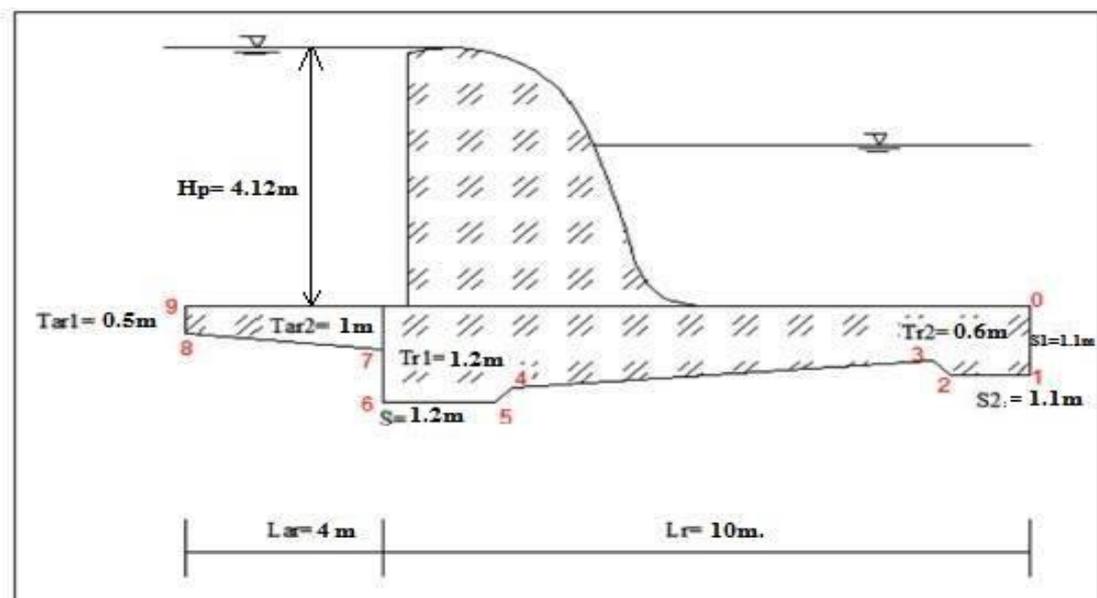


Figure VII .02 : Résultats du Prédimensionnement du déversoir

Méthode de contour linéaire (Méthode de Bligh) :

Dans cette méthode la répartition des sous pression est considéré linéaire. Et la condition à vérifie est que la longueur de contour déployer (LCD) est supérieur à la longueur de contour théorique de Bligh ($L_{CThéorique}$).

Avec :

- $L_{CThéorique} = H_1 * C = 4.12 * 3 = 12.36m$ ($C = 3$, Coefficient de proportionnalité en fonction de type de sol).

- $LCD = L_{réelle} = 1.1 + 1.1 + 1.4 + 4 + 1.4 + 1.2 + 0.2 + 4.03 + 0.5 = 14.93 m$.

- $LCD_{réelle} > L_{CThéorique}$. Alors la condition de Bligh est vérifiée (stable).

Après avoir calculé les épaisseurs préalables dans chaque point de radier on doit les corrigée avec les épaisseurs de Bligh que on calcul comme suivante :

$$h_x = \frac{H}{L_{cd}} * l_x = 0.28 * l_x$$

$$I = \frac{H}{L} = \frac{4.12}{14.93} = 0.28$$

$$t_x = n * \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w} \right) * h_x = 0.71 * h_x$$

Avec : - t_x : épaisseur de radier.

- γ_w : Poids spécifique de l'eau. ($\gamma_w = 1000 \text{Kgf/m}^3$).

- γ_b Poids spécifique de béton. ($\gamma_b = 2400 \text{Kgf/m}^3$).

- n : coefficient de sécurité varie en fonction de classe de l'ouvrage ($n = 0.85$ à 1.25) ;

On prend : $n = 1$

Tableau VII.01 : Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh.

points	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
lx (m)	0	1,1	2,2	3,6	7,6	9	10,2	10,4	14,43	14,93
hx (m)	0	0,308	0,616	1,008	2,128	2,52	2,856	2,912	4,0404	4,1804
T Bligh (m)	0	0,21868	0,4374	0,71568	1,51088	1,7892	2,02776	2,06752	2,868684	2,968084
Tadop (m)	0	0,6	1,1	1,7	1,2	1,2	1,1	1	0,5	0

Sur le déversoir agissent les forces suivantes :

a) **Poids propre du déversoir P_{pD} :**

$$P_{pD} = \gamma_b \cdot S_d \cdot l_s$$

Où :

γ_b : Poids volumique du béton, $\gamma_b = 2.4 \text{ t/m}^3$

S_d : Section du déversoir calculée à l'aide du logiciel AUTOCAD, $S_d = 36 \text{ m}^2$

l_s : Tranche de longueur unitaire, $l_s = 1 \text{ m}$

$$P_{pD} = \mathbf{86.4t \text{ (tonne)}}$$

b) **Force de poussée hydrostatique :**

$$F_h = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2 \cdot l_s$$

Où :

γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$

H : Hauteur d'eau amont, $H = 4.12 \text{ m}$

$$F_h = \mathbf{8.49t}$$

c) **Force de poussée du sol amont E_s :**

$$E_s = \gamma_s \cdot \frac{h_s^2}{2} \cdot \text{tg}^2(45 - \theta/2) \cdot l_s$$

Où :

γ_s : Poids volumique du sol saturé $\gamma_s = 2.2 \text{ t/m}^3$

$h_s = 2 \text{ m}$

θ : Angle de frottement interne, $\theta = 30^\circ$

$$E_s = \mathbf{1.47t}$$

d) **Poids de la colonne d'eau sur le radier :**

$$P_{cE} = \gamma_w \cdot S_{cE} \cdot l_s$$

Où :

S_{cE} : Section de la colonne d'eau, $S_{cE} = 4.12 \text{ m}^2$

$$P_{cE} = \mathbf{4.12t}$$

e) **Force de sous pressions W_T :**

$$W_T = W_s + W_f$$

Où :

W_f : Sous pressions hydrodynamiques

W_s : Sous pressions hydrostatiques

$$W_s = S_s \cdot l_s$$

Où :

S_s : Surface des sous pressions hydrostatiques, $S_s = (\gamma_w(d+hav)).L_r - A$

A : Surface définie des sous pressions hydrostatiques, $A=4.12m^2$

L_r : Longueur du radier, $L_r=10m$

d : ancrage aval du déversoir, $d=1.1m$

D'où : $S_s = 41.2 m^2$

Remarque : Pour toutes les longueurs voir (figure VII.02).

D'où : $W_s = 41.2t$

D'autre part on a : $W_f = S_f.l_s$

Où :

S_f : Surface des sous pressions hydrodynamiques, $S_f = \gamma_w \cdot \frac{(h_1+h_6)}{2} \cdot L_r$

h_1, h_6 : Hauteurs de pressions respectivement au point 6 et 1 (Tableau VII.01)

$h_1 = 0.31$ et $h_6 = 2.86$

Donc : $S_f = 15.85m^2$

D'où : $W_f = 15.85t$

Au final on a : $W_T = 57.05t$

VII.1.1.2) Stabilité du déversoir au renversement : (Basculement)

Le principe de la stabilité au renversement est de vérifier que sous l'effet des différents charges horizontales et verticales sur l'ouvrage ne pivote pas autour d'un point soit A, pour que la stabilité soit vérifiée :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq (1 \div 3).$$

Avec :

M_s : Somme des moments des forces stabilisatrices.

M_r : Somme des moments des forces déstabilisatrices.

$$M_s/G = P_{pD} * 1.6 + P_{cE} * 4 + E_s * 0.4 = 155.308t.m$$

$$M_r/G = F_h * 2.66 + W_T * 1.17 = 89.33t.m$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 1.74 \geq (1 \div 3) \text{ d'où la stabilité au renversement est vérifiée.}$$

VII.1.1.3) Stabilité du déversoir au glissement :

La stabilité au glissement doit assurée si :

$$\frac{\sum F_v \cdot \text{tg}\theta}{\sum F_h} \geq 1$$

Où :

$\sum F_v$: Somme des forces verticales

$\sum F_h$: Somme des forces horizontales

$\sum F_v = P_p D - W_T + P_c E = 33.47t$

$\sum F_h = F_h + E_s = 9.96t$

$\text{tg}\theta = \text{tg}(30^\circ) = 0.58$

$$\frac{\sum F_v \cdot \text{tg}\theta}{\sum F_h} = 1.95 \geq 1 \text{ d'où la stabilité au glissement est vérifiée.}$$

VII.1.1.4) Stabilité du déversoir au poinçonnement :

On dit que le déversoir est stable au poinçonnement si la contrainte transmise par le radie de l'ouvrage est inférieure à la contrainte du sol. ($\sigma_{\text{sol}} = 150 \text{ bar}$)

Contraintes maximales et minimales du radier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{100\beta} \pm \frac{6 \cdot M/G}{100\beta^2}$$

Avec :

$$N = \sum F_v = 33.47t \cdot f$$

M/G : Somme des moments par rapport au centre de gravité du radier

β : Largeur du radier du déversoir

D'où : $M/G = 77t \cdot f$

$$\text{Et: } \sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6 \cdot M/G}{100\beta^2} = 4.71 \text{ bar}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6 \cdot M/G}{100\beta^2} = 4.66 \text{ bar}$$

$\sigma_1, \sigma_2 > 0$ et $\sigma_1 < \sigma_{\text{sol}}$ d'où la stabilité au poinçonnement est vérifiée.

VII.2) Stabilité des murs bajoyers

Les murs latéraux et bajoyers travaillent essentiellement comme des murs de soutènement, donc on doit s'opposer à la poussée des terres à la quel s'ajoute la poussée de l'eau interstitielle et aux poussées des surcharges.

VII.2.1) Calculs des force :**Forces verticales :**

- Poids de radié : $P_s = \gamma b * S_s * l = 2.4 * (1 * 6) * 1 = 14.4t$
- Poids de rideau : $P_r = \gamma b * S_r * l = 2.4 * (\frac{1+0.5}{2} * 6) * 1 = 10.8t$
- Poids de l'eau : $P_w = \gamma_w * S_w * l = 1 * 18 * 1 = 18t$
- Poids des terres : $P_t = \gamma_t * S_t * l = 1.8 * 15 * 1 = 27t$

Force horizontales :

- Poussée de l'eau : $F_w = \gamma_w * S_w * l = 1 * 6 * 1 = 6t$
- Poussée des terres : $F_t = A_p * \gamma_t * S_t * l_s = 0.33 * 1.8 * 6 * 1 = 3.56t$

On à : $\Sigma F_v = P_s + P_r + P_t = 52.2t$
 $\Sigma F_h = F_t = 3.56t$

Donc : $\frac{\Sigma F_h}{\Sigma F_v} = \frac{3.56}{52.2} = 0.07 < 0.8$ Condition vérifiée d'où les murs bajoyers sont stable.

VII.1.3) Conclusion

L'étude de stabilité est assurée, les éléments vont résister au glissement sur sa fondation, au renversement et au poinçonnement tout en gardant sa stabilité interne (résistance aux contraintes qui se développent dans la masse).



Chapitre VIII

Organisation

De

chantier

INTRODUCTION

La bonne connaissance du site d'un barrage et sa conception judicieuse ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage. Le soin apporté à l'exécution du barrage et les moyens qui y sont consacrés ont également une importance capitale pour la réussite de l'aménagement. Il est donc nécessaire de s'assurer que le chantier est confié à un exécutant compétant et expérimenté et que celui-ci dispose effectivement de tous les moyens nécessaires pour réaliser l'ouvrage dans de bonnes conditions.

VIII.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.

VIII.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.

VIII.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.

VIII.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 VIII.01

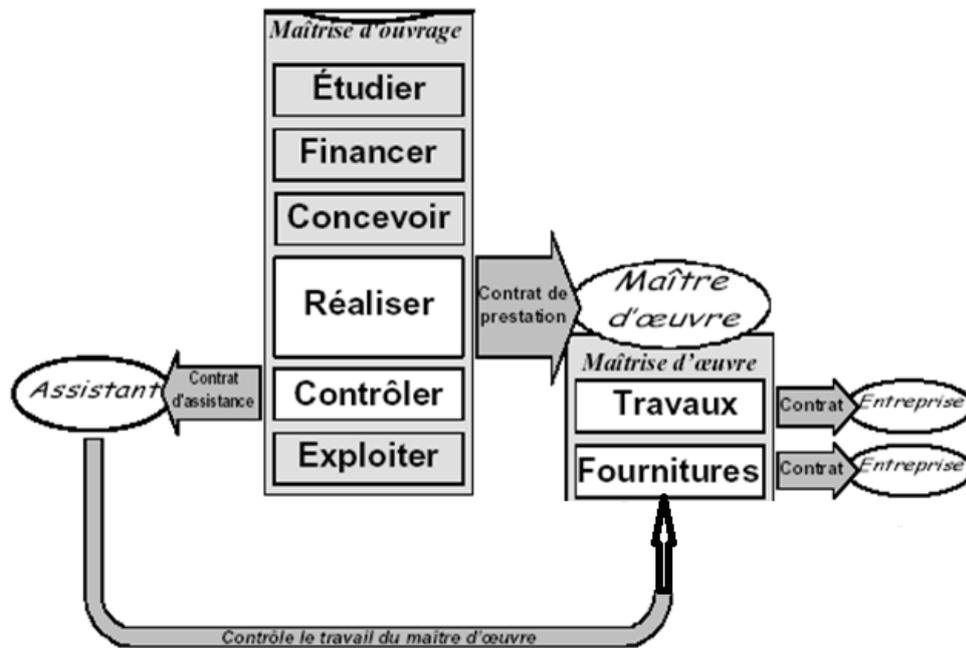


Figure VIII.01 : Relation entre les personnes intervenantes sur chantier.

VIII.2) Installations du chantier

VIII.2.1) Installations destinées au personnel :

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VIII.2.2) Installations destinées au stockage des matériaux :

- **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.

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 est 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 aux normes international 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 de différentes granulométries, 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.

VIII.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.

VIII.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 ...etc.

VIII.3) Réalisation du barrage en terre

La bonne connaissance du site de barrage et la conception judicieuse d'un ouvrage bien adapté à son site ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage. Le soin apporté à l'exécution du barrage et les moyens qui y sont consacrés ont également une importance primordiale pour la réussite des opérations de construction. Il est donc nécessaire d'assurer que le chantier est confié à tout le moyen nécessaire pour réaliser l'ouvrage dans les bonnes conditions.

VIII.3.1) Les moyens de chantier :

VIII.3.1.1) 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.

VIII.3.1.2) 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.

VIII.4) Succession des opérations du chantier

VIII.4.1) travaux préparatoire :

Installation du chantier, implantation du barrage et mise en place éventuelle des déviations de circulation, reconnaissance complémentaire des ballastières.

- Construction de la dérivation provisoire du court d'eau.
- Décapage des fondations de creusement éventuel de la clé d'encrage du barrage.

- Préparation des zones d'emprunt.
- Déboisement et défrichage de la cuvette, démolition éventuelle d'infrastructure noyée.

VIII.4.2) exécution de l'ouvrage :

- Remblaiement de le clé d'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel.
- Mise en place de la conduite de prise de vidange.
- Approvisionnement des matériaux filtrant.
- Exécution du remblai.
- Génie civil des ouvrages de prise et de restitution
- Génie civil de l'évacuateur.
- Mise en place de revêtement de talus
- Mise en place des équipements hydraulique
- Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de la crête et de route d'accès.

VIII.5) Technologie des principaux travaux

Exécution des voies d'accès :

On prévoit une route par laquelle on pourra accéder a tous les ouvrages pendant la période de construction, les engins utilisés sont :

- Bulldozer : pour l'exécution des déblais et des remblais.
- Ripeur : pour les terrains semi-durs.
- Pelle rétro : pour l'extraction des alluvions.
- Camions bennes : pour le transport des terres.
- Pour les travaux de finitions (réglage et compactage), on utilise une niveleuse et un compacteur à pneus.
- Camion citerne pour l'humectage.

Travaux de terrassement :

- Tous les travaux de terrassement sont exécutés avec le même matériel utilisé pour les voix d'accès.
- Un bulldozer, une pelle rétro, camion bennes, niveleuse et compacteur à pneus.

Dérivation provisoire :

- **Excavation de la fouille de la dérivation :**

Excavation à ciel ouvert :

- L'excavation se fait à l'aide d'un bulldozer, la succession d'excavation des travaux de la fouille.
- Creusage et déplacement de terre à l'aide d'un bulldozer
- Chargement de terre (pelle chargeuse) dans des camions bennes, pour le bon déroulement des ces opérations on doit :
- Exécuter une rampe pour faciliter la circulation.
- Deviser la fouille en plusieurs bandes pour le passage des engins.
- Aménager des cavaliers provisoires.

- **Exécution de la galerie d'injection et les injections :**

a) Exécution de la galerie d'injection :

On creuse la galerie à l'aide d'une tendeuse à disque mobile, on doit s'équiper aussi de wagon qui se chargera du transport des terres lors de la galerie par l'intermédiaire de tapis roulant.

b) Travaux d'injection :

Les injections seront effectuées avec le coulis de ciment additionné de la bentonite

c) Technologie d'exécution :

- Implantation des forages sur le terrain.
- Fabrication des coulis.
- Pompe à forage, malaxeurs.

d) Matériel :

- Tunneulleuse, wagon, locotracteur, sondeuse rotative.
- Sondeuse à percussion et pompe à injection
- Pompe à forage, malaxeuse

- **Exécution de la digue :**

Travaux de préparation de l'assise de la digue :**a) Décapage de la couche végétale :**

- Pour le creusage et déplacement des terres on utilisant des bulldozers.
- Pour le changement on utilise un chargeur
- Pour le transport on utilise des camions de bennes

b) Exécution de la fouille d'ancrage du noyau :

- Les terrains meubles seront exécutés à l'aide d'un chargeur
- Les terrains rocheux à l'aide d'explosif

- **Exécution de l'évacuateur de crue :**

Coffrage :

Il est nécessaire que les coffrages aient une raideur suffisante pour résister à la pression du béton, lors de sa mise en place et surtout aux cours de la vibration. Les coffrages doivent être suffisamment bien ajustés entre eux afin de prévenir les pertes de mortiers, les fixations de coffrages intérieurs au béton doivent être conçues de façon à ce que le démontage des coffrages puisse être effectué sans destruction de béton.

VIII.6) Chemin critique (Cc)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{c.c} = D.T.P \end{cases}$$

VIII.6.1) Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

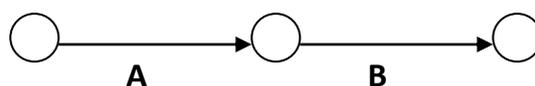
VIII.6.2) Méthodes basées sur le réseau :

Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

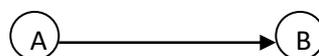
Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



Réseau à noeuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



Le tableau des opérations tableau VIII.01 et le réseau à nœuds Figure VIII.02 sont représentées dans l'annexe G.

A decorative blue floral border with intricate scrollwork and leaf patterns, framing the text.

Chapitre IX

Impact
sur

l' environnement

INTRODUCTION

L'utilisation des barrages a toujours été reconnu principalement dans les domaines de la production des énergies, l'alimentation en eau potable et l'irrigation par ailleurs la réalisation des barrages peut avoir des effets importants sur l'environnement et toucher des régions habitées et peut être l'un des inconvénients qui peut empêcher la réalisation de ces ouvrages, mais malgré ses aléas la force hydraulique reste une source renouvelable importante qui peut être favorable à l'environnement en étant convenablement planifiée et gérée. Pour anticiper et éviter tous désagréments tant écologiques que socioéconomiques, une étude d'impact environnementale est obligatoirement introduite pour accompagner la planification la conception, la réalisation et l'exploitation de tout nouveau projet.

IX.1) Composantes principales de l'environnement

L'analyse des impacts environnementaux englobe des aspects physiques, biologiques, humains et socioéconomiques qui sont représentés dans le diagramme suivants :

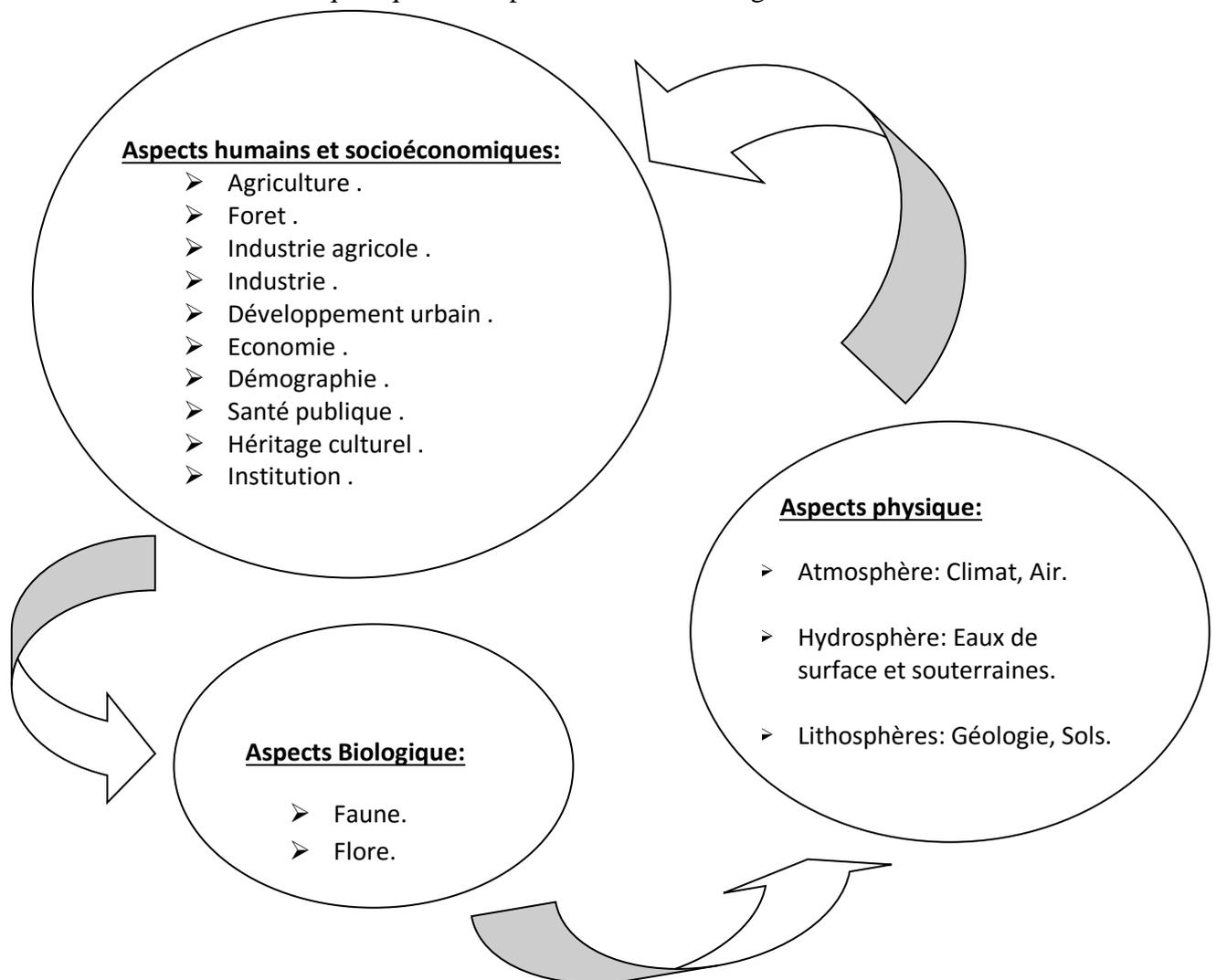


Figure IX.01 : Composantes principales de l'environnement

IX.2) Sources d'impacts

L'identification des sources d'impacts sur l'environnement, consiste à définir toutes les activités du projet susceptibles d'avoir un impact sur le milieu récepteur, Les sources d'impact prévisibles de l'implantation du barrage de **BOUKHROUFA** peuvent être regroupées comme suit:

- Sources d'impacts pendant la phase réalisation du projet.
- Sources d'impacts pendant la phase d'exploitation et d'entretien des ouvrages.

- **Réalisation du projet:**

Le projet de construction du barrage comprend plusieurs activités et composantes ayant un impact sur l'environnement.

- L'installation du chantier.
- Le déboisement.
- L'exploitation des bancs d'emprunt.
- La réalisation de la coupure étanche.
- La construction des ouvrages à sec.
- L'aménagement des accès.
- La gestion des déblais.
- L'approvisionnement en biens et services.
- La main d'œuvre.

- **Exploitation et entretien des ouvrages :**

Une fois les ouvrages réalisés, les activités d'exploitation et d'entretien suivantes pourront être des sources d'impacts sur l'environnement :

- La présence des ouvrages et des infrastructures.
- La gestion hydraulique du réservoir.
- La gestion hydraulique du bief aval.

IX.3) Éléments sensible du milieu

Les éléments du milieu qui risquent d'être affectés par les différents activités ou composantes du projet sont les suivantes:

1. Milieu naturel :

- L'eau : hydrologie, l'hydrogéologie et l'hydrodynamique, sédimentation et qualité de l'eau.
- Les sols : profil des pentes, qualité des sols, érosion.
- L'air : ambiance sonore et qualité de l'air.
- la végétation (terrestre, riveraine et aquatique).
- La faune (terrestre, semi-aquatique et aquatique).

2. Milieu humain :

L'utilisation des sols actuels :

- Les zones cultivées dans lit de l'oued et ses rives en amont du barrage.
- Les zones d'emprunt (tout venant, argile, enrochement) qui sont situées dans le lit ou les rives de l'oued.
- Les usages de l'eau de l'oued **Bouhaloufa** : approvisionnement en eau potable, irrigation, etc.

3. La population :

- Le déplacement des populations.
- La qualité de vie des habitants.
- La santé de la population en relation avec les maladies hydriques.
- L'économie régionale.
- Les activités de transport routier.

IX.4) Impacts potentiels et mesures D'atténuation

Chaque élément sensible affecté par le projet, au moment de la construction ou de l'exploitation des ouvrages, sera traité quant aux impacts qu'il subira et aux mesures qui sont proposées afin d'atténuer ou éliminer ces impacts.

❖ Phase de construction des ouvrages:

Les différentes activités liées aux travaux affecteront directement ou indirectement tous les éléments sensibles de l'environnement :

➤ EAU:

Les eaux de surface et les eaux souterraines seront vraisemblablement affectées par les activités qui auront lieu lors de la phase de l'exécution des travaux.

Les installations de chantier et notamment la cité pour le logement du personnel, les ateliers, les stations de concassage, les centrale a béton et les bureaux, auront des impacts qui sont surtout reliés aux rejets liquides et solides.

La cité et les bureaux, généreront des eaux usées et des déchets solides, qui si ils sont directement rejetés dans la nature, pollueront les eaux de surface donc la nappe alluvionnaire.

Les stations de concassage et de criblage, utiliseront de l'eau pour le lavage des agrégats. ces eaux seront chargées de matières en suspension qui seront rejetées directement dans l'oued.

Les ateliers généreront des huiles usées (huiles moteur, huiles hydraulique, graisse) et des eaux contaminées, provenant des opérations de drainage et migrer vers le lit de l'oued et vers les eaux souterraines.

La construction des ouvrages nécessitera :

Le déboisement des zones requises pour la construction des ouvrages ou qui seront utilisées comme zones d'emprunts, peut entraîner l'accumulation de débris végétaux qui viendront obstruer le réseau de drainage naturel et provoquer en période de pluies l'érosion des berges et des glissements.

La réalisation des parois étanches, coupera les écoulements souterrains dans le lit de l'oued; les conséquences prévisibles sont: la montée du niveau des eaux souterraines en amont de la coupure du batardeau amont et la baisse du niveau phréatique en aval de la coupure du batardeau aval. La baisse du niveau aval devrait être temporaire et limitée à la première saison estivale de réalisation des parois étanches, ceci aura pour conséquence un déficit d'alimentation de la nappe, qui se traduira par une baisse de niveau de ses eaux, soit par les nitrates, soit par l'eau de mer. par contre la montée de la nappe derrière le batardeau amont devrait être permanente, cette remontée de nappe favorisera l'évaporation et créera donc un déficit dans le bilan hydrique.

Mesures d'atténuation:

La pollution des eaux de surface et des eaux souterraines doit être absolument évitée, car nous sommes en présence d'une nappe très vulnérable.

Les mesures d'atténuation à mettre en œuvre sont les suivantes:

- Mettre en place un système de collecte et de traitement des eaux usées pour la cité, les bureaux et les ateliers.
- Mettre en place un système de collecte de déchets solides et assurer sont éliminations dans le dépotoir.
- Faire l'entretien de véhicule dans des garages réservés spécialement a cette tache.
- Sécuriser les installations de stockage et de distribution de carburant, a fin d'éviter les fuites et les déversements accidentels.
- Préparer un plan d'intervention d'urgence.

➤ **SOL:**

Les sols seront affectés par les différentes activités de construction, ainsi le déboisement l'installation du chantier, l'exploitation des bancs d'emprunt, la construction des ouvrages, et la gestion des déblais risquent d'apporter des modifications au profil des sols et favoriser leur érosion.

Certaines activités menées dans des secteurs sensibles (en bordure de cours d'eau) Pourraient entrainer l'érosion des sols, comme le déboisement, l'installation du chantier et l'exploitation des bancs d'emprunt, particulièrement les zones d'emprunt de matériaux argileux situés sur la rive gauche à l'amont de l'axe du barrage.

Par ailleurs, la circulation des engins et des véhicules lourds pourraient causer des perturbations physiques (tassement).

Des glissements de terrain très récents sont visibles dans tout le bassin versant, et sur les deux rives du barrage, ces érosions et ces zones d'instabilité sont dues principalement à la nature du sol (grés et argilite), aux fortes pentes des versants.

Mesures d'atténuation:

Outre les mesures prévues pour contrer les impacts sur l'eau et s'appliquant également pour atténuer les effets sur la qualité du sol, qui seront essentiellement orientées vers la conservation des sols, sont les suivantes:

- Procéder dans les zones d'excavations à la séparation de la terre végétale des autres matériaux et mettre en dépôt la terre végétale en vue de sa réutilisation pour la remise en état des lieux.
- Choisir pour les décharges des zones propices éloignées des cours d'eau et réutiliser les matériaux des décharges pour combler les zones d'emprunts
- Adopter des pentes stables pour toutes excavations temporaires et définitives.
- Mise en place de dispositifs antiérosifs dans le bassin versant avant la mise en eau du barrage.
- Restreindre le nombre de voies de circulation ainsi que leur largeur.
- Recouvrir les surfaces dénudées, sensibles à l'érosion.
- Favoriser la reprise végétale à la fin des travaux
- Exploiter les zones d'emprunt de manière planifiée et organisée et prévoir un plan de fermeture.

➤ **AIR:**

L'ambiance sonore et la qualité de l'air seront affectées durant la période de construction, et ce dans le secteur immédiat du chantier, les travaux de construction général (déboisement, installation du chantier, la construction des ouvrages, l'aménagement des accès), le déplacement des véhicules de chantier ainsi que la gestion des déblais entraîneront le soulèvement de poussières et une hausse de niveau de bruit. L'exploitation des nouveaux bancs d'emprunt sera également source de pollution de l'air (bruit, poussière, vibration dans le cas d'utilisation d'explosifs dans la carrière). La zone affectée sera restreinte à la périphérie immédiate de ces bancs situés en flanc de collines en rive droite pour la carrière.

Mesures d'atténuations:

- Utiliser uniquement des engins et de l'équipement en parfait état de fonctionnement et éviter de laisser tourner inutilement des moteurs afin de réduire la perturbation du milieu causée par le bruit, les gaz d'échappement, la fumée, la poussière et toutes autres nuisances
- S'assurer que les niveaux de bruit acceptables ne sont pas dépassés.
- Toujours garder en bon état de fonctionnement les équipements servant à réduire ou à prévenir l'émission de contaminants (système antipollution des engins de chantier et des véhicules).
- Faire fonctionner les moteurs conformément aux instructions du constructeur et les règles convenablement.
- Réparer dans les plus brefs délais les engins de chantier et les véhicules qui produisent des émissions excessives de gaz d'échappement.
- Lorsque l'émission de poussière provenant des accès, des aires de stationnement ou de circulation ou des tas d'agrégats ou de déblais porte atteinte à la qualité de l'environnement, prendre les mesures nécessaires pour supprimer cette nuisance (arrosage, recouvrement d'une bâches, etc.)

Durant les travaux de construction d'un ouvrage ou d'une voie de circulation, épandre un abat-poussière chaque fois qu'il y'a émission de poussière susceptibles de porter atteinte à la santé, à la sécurité ou au bien être, ou n'endommageant le sol, la végétation, la faune ou les biens.

- Au besoin effectuer un nettoyage, mécanique ou hydraulique des voies publiques.
- Lors du transport, enfermer hermétiquement le ciment et les autres matériaux fins afin d'éviter les émissions de poussières.
- Ne pas brûler des déchets au ciel ouvert.

➤ **Végétation et faune:**

La majeure partie du secteur affecté par les travaux se trouve en zone (arbres dispersés dans la plaine et sur les versants et maquis)

La végétation' arbustives ou arborescente, est peu présente dans la zone des travaux et dans les bancs d'emprunt.

En ce qui a trait à la faune, aucune espèce rare ou menacée n'a été répertoriée dans la zone d'étude. Toutefois la venue d'un groupe important de travailleurs, tel que prévu pour la réalisation de ce projet, risque d'exercer une pression sur la ressource faunique d'intérêt pour la chasse.

Mesures d'atténuation:

- Limiter les airs de déboisement au minimum requis.
- Indiquer clairement les limites du déboisement sur le terrain afin d'éviter de circuler et de perturber les habitats naturels à l'extérieur des airs de déboisement essentiel.
- Récupérer les bois marchands et les disposer dans un endroit accessible afin que les intervenants concernés puissent en disposer.
- Interdire le prélèvement de bois de chauffes pour les travailleurs du chantier à l'extérieur des limites du déboisement.
- Incinérer le bois inutilisable ou non recyclable ainsi que les débris végétaux (souches, branches, etc.)
- Afin de ne pas abimer les arbres conservé, ne pas circuler ou stationner ni décharger ou entreposer des matériaux sous couronne de ces arbres.
- Après les travaux de construction, restaurer les terrains perturbés de façon à ce qu'ils retrouvent le plus rapidement possible les conditions d'origine.
- Interdire le rejet de déchets dans la nature afin de ne pas attirer les animaux et d'éviter les risques d'accidents ou de blessures.

➤ **Population :**

L'impact le plus important subi par la population est le déplacement obligé des habitants comptant une dizaine de familles. Ces familles devront être relogées ailleurs dans d'aussi bonnes conditions, sinon meilleures, avant l'installation du chantier. Il est reconnu que souvent le déplacement de population crée une brisure sociale et une baisse des standards de vie pour les gens affectés.

Outre le déplacement de la population, les impacts négatifs subis par la population locale seront principalement de l'ordre des nuisances.

En effet durant la période des travaux de construction, la qualité de vie des populations de la zones sera affectée par la circulation des engins de chantier et des véhicules de transport des matériaux, le bruit, les vibrations et les poussières, car le chemin de la commune n'est pas dimensionné pour le gabarit des engins et des grands moyens de transport.

La venue de travailleurs (incluant les cadres) de l'extérieur de la région peut causer, si elle n'est pas planifiée adéquatement, des remous dans la communauté qui les accueille: frictions, manque de services de base, etc. La présence de ces travailleurs dans ces communautés pendant quelques années, risque de créer une pression non négligeable sur les services et les infrastructure disponible: hébergement, ravitaillement en produits d'alimentation et de consommation courante, approvisionnement en eau potable, électricité, assainissement des eaux usées, collecte des ordures, soins de santé, lieux de culte, centres communautaires, etc.

Sur le chantier même, une cantine et une infirmerie sont à prévoir. La venue de travailleurs de l'extérieur de la région et le recrutement de personnel local, suscitera une activité économique non négligeable, quoique temporaire, se reflétant particulièrement dans les secteurs de la construction et du commerce.

La sécurité des travailleurs sur le chantier devra aussi être prise en considération. A cet effet, les standards de sécurité et de santé au travail devront être respectés, en particulier en ce qui concerne l'exposition au bruit et aux matières dangereuse (explosifs, par exemple). Par ailleurs, durant les travaux, le chantier pourrait être une cause d'accidents, en raison par exemple d'accidents de la route ou d'excavations mal balisées pour le projet, mais cette fois pour l'équipe d'exploitation, alors que les autres bâtiments seront remis à la communauté.

Mesures d'atténuation:

- Recruter, lorsque possible, les travailleurs dans les communes touchées par le projet.
- Bien planifier, avec les autorités locales concernées, la venue des travailleurs provenant de l'extérieur et devant s'installer temporairement dans la région du projet et ce, afin de s'assurer de la capacité d'accueil de celle-ci.
- S'assurer du respect des standards de santé et sécurité au travail (par exemple, en ce qui a trait à la durée de l'exposition à des niveaux de bruit élevés et à l'utilisation de moyen de protection individuelle, aux travaux en hauteur et en souterrain.
- Prendre toutes les mesures requises afin de prendre les lieux de travail sécuritaires pour la population et ainsi éviter les accidents (en interdisant l'accès, installer des clôtures, couvrir les excavations, embaucher des gardiens).

➤ Paysage:

Les travaux de construction entraineront des modifications dans les champs visuels et les composantes du paysage habituellement de type agricole et forestier. La destruction temporaire du milieu, normale dans tous types de travaux de même envergure, sera perceptible durant toute la période des travaux. Ce type de travaux suscite la curiosité des habitants et des passants, un certain attroupement est prévisible aux endroits offrant de bons points de vue sur le site des travaux.

L'exploitation de la carrière modifiera également le paysage de façon tangible, en créant une cicatrice apparente sur une longue période de temps. La construction du barrage puis la mise en eau du réservoir viendront modifier le paysage de façon permanente.

Mesures d'atténuation :

A la suite des travaux, les lieux perturbés par les travaux devront être remis en état ceci devra être fait de manière à favoriser son intégration optimale dans le paysage (terrassment, plantation), à cet effet, l'entrepreneur devra proposer dès le début des travaux la gestion des déblais qu'il envisage d'adopter et le plan de fermeture des zones d'emprunt et de la carrière.

❖ Phase d'exploitation des ouvrages :

➤ Eau :

- L'utilisation des engrais chimiques et des pesticides pour l'agriculture dans les zones situées dans les rives du réservoir et en amont, devra être contrôlée.
- Les rejets directement dans le réseau de drainage naturel, des eaux d'égouts des villages situés dans le bassin versant doivent être bannies.
- Les décharges non contrôlées pour les déchets domestiques et autres dans le bassin versant devront être interdites.
- La surveillance du niveau et de la qualité de l'eau souterraine en aval du barrage est nécessaire et des lacs à petit débit, doivent être programmés pour assurer la recharge de l'aquifère.
- Des travaux de lutte contre l'érosion devront être entrepris dans le bassin versant pour limiter les apports solides et leur sédimentation dans le barrage.

➤ Végétation et faune :

- Stabiliser les pentes du réservoir à l'aide d'espèces végétales indigènes adaptées à ce type de milieu.
- En accord avec les autorités locales et régionales, favoriser le développement du potentiel faunique du réservoir par l'aménagement d'habitats pour des espèces indigènes de poissons comestibles et de faune semi-aquatique.

➤ Population :

- Prévoir la mise en place de mécanismes de prévention des maladies liées à l'eau (par exemple, la vaccination des catégories à risque et la sensibilisation des populations de la région)
- Prévoir une gestion du réservoir et des lâchées d'eau qui réduise au minimum les facteurs favorables à la prolifération des vecteurs de maladies liées à l'eau.
- Etablir un plan de surveillance du barrage (auscultation régulière) et mettre en place tous les équipements et les mesures requises pour le suivi du comportement du barrage.

IX.5) Conclusion

Les impacts sur l'environnement sont nombreux: destruction de la faune et de la flore, dévastation d'exploitation industriels, en conséquence leur sécurité doit être très élevée, ce qui implique de faire preuve de rigueur des l'élaboration du projet et lors de sa construction. En cours d'exploitation, un accent particulier doit être mis en place en appliquant les mêmes critères de sécurité de l'ensemble des ouvrages en exploitation.

A decorative blue floral border with intricate scrollwork and leaf patterns, framing the text. The border is composed of four corner pieces and two vertical side pieces, all connected by thin lines.

Chapitre X

Protection
et sécurité
du travail

Introduction

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production et sur le plan humain.

L'objet sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents sur chantier, il existe pour cela un certain nombre de dispositifs de consignes et de règlements dits « de sécurité », leur utilisation est contestable bien que le problème reste difficile.

X.1) Instructions structurelles sur la sécurité

X.1.1) Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier :

Quoiqu'il en soit Algérien ou expatrié ; la personne qui travaille ou pénètre sur le site doit être informé en matière de sécurité de façon qu'il respecte les règles de sécurité du chantier.

X.1.2) Instructions à donner au Chef d'équipe :

Le Chef d'équipe confirme périodiquement les mesures préventives contre les accidents.

Réunion matinale en matière de sécurité :

Le contre maître de chaque poste préside tous les matins une réunion pour expliquer les détails des travaux à exécuter en précisant l'instruction sur la sécurité.

Mise en ordre du chantier :

L'effectif de chaque poste s'engage à la mise en ordre du chantier une fois par mois à la date préalablement fixée.

X.2) Contrôle et entretien du matériel

Les engins ne peuvent être utilisés sur le site qu'avec le bon de mise en service qui sera émis à la suite du contrôle mécanique les engins utilisés doivent passer le contrôle journalier et son résultat sera enregistré dans le rapport journalier.

Les engins doivent être au contrôle période et son résultats sera enregistré dans le carnet d'entretien.

Les échafaudages, plate forme, passerelle, boisage, cintre, coffrage, soutènement, et toute autre installation les gardes corps, rampes, filets, ceintures de sécurité et toute autre dispositif de sécurité, les chaînes câbles aux cordages, les échelles ainsi que matériel et engins de toute nature mis par les chefs d'établissement à la disposition des travailleurs à effectuer et aux risques auxquels les travailleurs sont exposés.

X.3) Organisation du service de la sécurité d'ouvrage

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes.

X.4) Principes fonctions du service de sécurité

a) Etudes :

- Participation au Comité d'hygiène et de sécurité.
- Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
- Suggestions du Personnel.
- Statistique : élaboration et commentaire.
- Rapport avec l'administration.

b) Exécution :

- Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
- Réalisations pratiques des suggestions et des études.

c) Contrôle :

- Enquêtes à la suite des accidents.
- Inspections des installations.
- Visites périodiques effectuées par les organismes.
- Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

X.5) Causes des accidents de travail

Les différents facteurs réagissant les causes d'accidents de travail se subdivisent en deux catégories : l'une se traduit par les facteurs humains, l'autre par les facteurs matériels.

X.5.1) facteurs humains :

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humaine qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue tel que :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue excessive
- Manque de concentration.
- L'agitation
- La nervosité.
- Inaptitude mentale ou physique.

X.5.2) facteurs matériels :

Les causes d'accidents d'origine matérielle évoluent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles proviennent :

- Des outils et engins utilisés (implantation, entretien).
- Du lieu de travail (éclairage, conditions climatiques).
- Des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).

X.5.3) Causes des maladies professionnelles :

Les poussières :

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une des plus graves et plus fréquentes des maladies professionnelles.

Ces maladies se traduisent par une expectoration sanglante avec risque de tuberculose.

Le bruit :

Les surdités professionnelles les surviennent par traumatismes sonores dus à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieurs à une seconde et aigus, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne. Nous pouvons citer comme exemple le vibreur qui donne une surdité de perception.

X.5.4) Conditions dangereuses dans le chantier :

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

X.5.5) Méthode et moyens de prévention :

- Assurer une protection individuelle.
- Assurer un entretien continu.
- Prudence demandée.
- Eviter toute cadence supérieure à la normale.
- Assurer aux installations des protections.
- Assurer un stockage rationnel

X.5.6) Actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

X.7) Conclusion

La sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de palier aux difficultés qui entravent le bon fonctionnement des travaux, et afin d'assurer l'économie à attendre d'une construction pareille.

Une source ininterrompue de déboires, de retards et de pertes dans l'entreprise provient des accidents survenant au personnel, de simples petites meurtrissures aux mortelles.

CONCLUSION GENERALE

Cette étude à permis de traité les principaux points nécessaires pour la réalisation des ouvrages annexes du barrage BOUKHROUFA de la wilaya d'EL-TARF.

En se basant sur les critères de choix de l'évacuateur de crue le plus conforme (technico-économique et stabilité), on a opté pour un évacuateur de crue latéral à entonnement frontale, à surface libre sur la rive droite.

La galerie de dérivation sera servie comme ouvrage de vidange de fond de diamètre de 2400mm et abritera dans l'autre parti de la prise d'eau.

Le prélèvement des eaux s'effectue à trois différents niveaux de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort, La conduite de prise de diamètre de 600mm, sera édifiée en tête de la dérivation.

Quel que soit le mode d'exploitation utilisé, les équipements hydromécaniques doivent représenter le maximum de garanties de fonctionnement et de sécurité, et doivent être réparé ou remplacer rapidement.

ANNEXE A

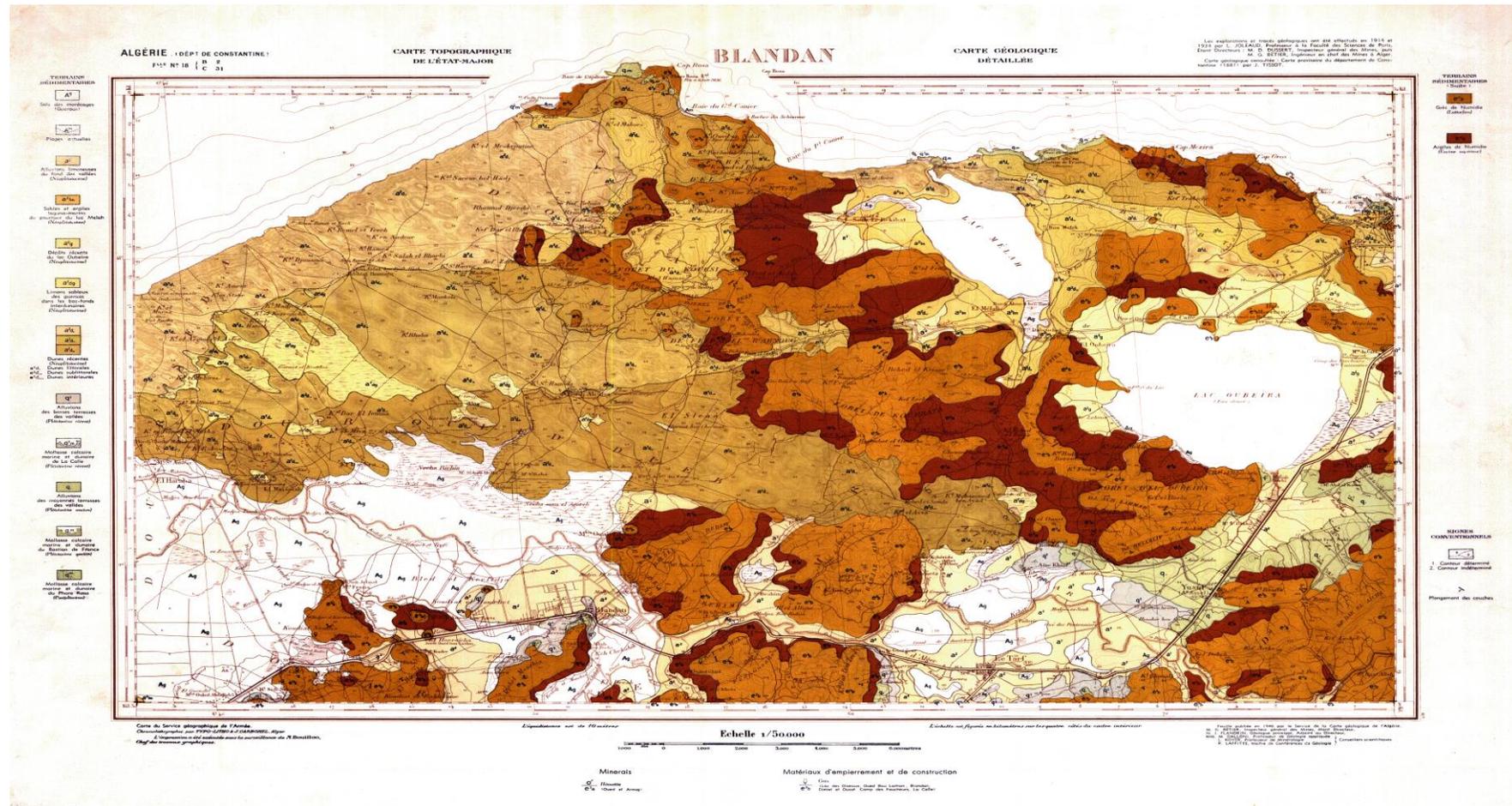


Figure II.01 : Carte géologique de la région d'étude (ANRH)

ANNEXE B

Tableau III : Pluie maximale journalière de la station d'AIN EL KERMA (03-16-04)
(ANRH)

rang	année	PJ Max	P annuelle (mm)
1	1970	47,1	803,3
2	1971	72	824,6
3	1972	112	1050
4	1973	72	561,9
5	1974	92,6	844,9
6	1975	68,9	704,6
7	1976	66,2	842,7
8	1977	40,7	838,1
9	1978	23,7	640,5
10	1979	51,4	776,7
11	1980	27	541,6
12	1981	33,2	586,1
13	1982	36	398,5
14	1983	54	707,3
15	1984	77	571,3
16	1985	24,6	280,6
17	1986	17	398,6
18	1987	54	639,6
19	1988	74,5	881
20	1989	155,1	941,5
21	1990	104,8	1173,1
22	1991	32,8	661,8
23	1992	56,6	804,3
24	1993	35	443,7
25	1994	64	680,6
26	1995	48	827,1
27	1996	56,5	525,5
28	1997	48	938,3
29	1998	40	749,8
30	1999	96	752,3
31	2000	50,4	739,3
32	2001	36,7	678,8
33	2002	64	710,5
34	2003	51,2	698,4
35	2004	60,9	1095,8
36	2005	34,7	543,4
37	2006	36,7	711,4
38	2007	40	680,6
39	2008	80	981,9
40	2009	40,5	1009,6

Suite tableau III :

41	2010	64	764,6
42	2011	56,6	1086,5
43	2012	28,5	643,3
	Moyenne		738

Tableau III.39 : Tableau de RADKOVITCH $r=f$ (module spécifique)

(Mémoire ENSH.5-0007-13/01)

Module spécifique M (l/s.km²)	> 20	10-20	4-10	1-4	< 1
r	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5

ANNEXE B

Tableau III.12: Intensité pour les différentes fréquences

Période	10		20		50		100		1000		10000	
Fréquence (%)	0,8		0,9		0,98		0,99		0,99		0,9999	
$P_{maxj,p}(\%) (m)$	90,896		107,27		129,25		146,34		207,26		276	
T(h)	$P_{maxt,p\%} (mm)$	$I_0(mm/h)$	$P_{maxj,p\%}(mm)$	$I_0(mm/h)$	$P_{maxj,p\%}(mm)$	$I_0(mm/h)$	$P_{maxj,p\%}(mm)$	$I_0(mm/h)$	$P_{maxj,p\%}(mm)$	$I_0(mm/h)$	$P_{maxj,p\%}(mm)$	$I_0(mm/h)$
1	31,8474791	31,847479	37,58448216	37,5844	45,2856746	45,285674	51,2735445	51,27354	72,6182509	72,61825	96,702872	96,70287
4,89=Tc	53,7708603	10,996085	63,45713996	12,9769	76,459731	15,635936	86,5695708	17,70338	122,607689	25,07314	163,271843	33,38892
8	63,2549851	7,9068731	74,64973435	9,33121	89,9457273	11,243215	101,838745	12,72984	144,23328	18,02915	192,069793	24,00872
12	72,3110842	6,0259236	85,33719861	7,11143	102,823091	8,5685908	116,418809	9,701567	164,882892	13,74024	219,56807	18,29733
16	79,5123623	4,9695226	93,83571448	5,86473	113,062982	7,0664363	128,012664	8,000791	181,303162	11,33144	241,434298	15,08964
20	85,5884104	4,2794205	101,0063016	5,05031	121,702848	6,0851423	137,79493	6,889746	195,157696	9,757884	259,883837	12,99419
24	90,896	3,7873333	107,27	4,46958	129,25	5,3854166	146,34	6,0975	207,26	8,635833	276	11,5

ANNEXE B

Tableau III.03 : récapitulatif des calculs.

Altitude (m)	d (m)	x_i [km]	$\sqrt{\frac{d}{x_i}}$	$x_i * \sqrt{\frac{d}{x_i}}$
24/50	26	0,38	8,271701919	3,143246729
50/100	50	1,12	6,681531048	7,483314774
100/150	50	2,21	4,756514942	10,51189802
150/200	50	2,54	4,436782547	11,26942767
200/250	50	3,36	3,857583749	12,9614814
250/300	50	3,81	3,62261778	13,80217374
300/350	50	3,92	3,571428571	14
350/400	50	3,54	3,75823014	13,3041347
400/450	50	2,58	4,402254532	11,35781669
450/500	50	1,88	5,157106231	9,695359715
500/550	50	1,43	5,91312396	8,455767263
550/600	50	0,94	7,293249575	6,8556546
600/650	50	0,83	7,761505257	6,442049363
650/700	50	0,64	8,838834765	5,656854249
700/750	50	0,48	10,20620726	4,898979486
750/800	50	0,29	13,13064329	3,807886553
800/850	50	0,18	16,66666667	3
850/900	50	0,15	18,25741858	2,738612788
900/950	50	0,12	20,41241452	2,449489743
950/1000	50	0,08	25	2
1000/1046	46	0,03	39,15780041	1,174734012

ANNEXE B

Tableau III.54 : Le laminage.

Pas	T(h)	Qe1 (m3/s)	Qe2 (m3/s)	(Qe1+Qe2)*T/2(m3)	qs1 (m3/s)	qs2 (m3/s)	(qs1+qs2)*T/2(m3)	Stockage
1	0-0,5	0,000	12,165	10948,380	0,000	8,272	7444,898	3503,482
2	0,5-1	12,165	48,659	54741,898	8,272	33,088	37224,491	17517,408
3	1-1,5	48,659	109,484	142328,936	33,088	74,449	96783,676	45545,260
4	1,5-2	109,484	194,638	273709,492	74,449	132,354	186122,455	87587,038
5	2-2,5	194,638	304,122	448883,567	132,354	206,803	305240,826	143642,742
6	2,5-3	304,122	437,935	667851,161	206,803	297,796	454138,790	213712,372
7	3-3,5	437,935	596,078	930612,274	297,796	405,333	632816,346	297795,928
8	3,5-4	596,078	778,551	1237166,905	405,333	529,415	841273,495	395893,410
9	4-4,5	778,551	985,354	1587515,055	529,415	670,041	1079510,237	508004,818
10	4,5-5	985,354	1216,487	1981656,724	670,041	827,211	1347526,572	634130,152
11	5-5,5	1216,487	193,888	1269337,145	827,211	131,844	863149,259	406187,887
12	5,5-6	193,888	153,805	312923,474	131,844	104,587	212787,962	100135,512
13	6-6,5	153,805	119,666	246123,393	104,587	81,373	167363,907	78759,486
14	6,5-7	119,666	90,994	189593,316	81,373	61,876	128923,455	60669,861
15	7-7,5	90,994	67,311	142474,548	61,876	45,772	96882,692	45591,855
16	7,5-8	67,311	48,142	103908,391	45,772	32,737	70657,706	33250,685
17	8-8,5	48,142	33,009	73036,151	32,737	22,446	49664,583	23371,568
18	8,5-9	33,009	21,434	48999,132	22,446	14,575	33319,410	15679,722
19	9-9,5	21,434	12,942	30938,637	14,575	8,800	21038,273	9900,364
20	9,5-10	12,942	7,054	17995,969	8,800	4,797	12237,259	5758,710
21	10-10,5	7,054	3,293	9312,435	4,797	2,240	6332,456	2979,979
22	10,5-11	3,293	1,184	4029,336	2,240	0,805	2739,948	1289,388
23	11-11,5	1,184	0,247	1287,978	0,805	0,168	875,825	412,153
24	11,5-12	0,247	0,008	229,663	0,168	0,005	156,171	73,492
25	12-12,5	0,008	0,000	6,965	0,005	0,000	4,736	2,229
26	12,5-13	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
27	13-13,5	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Tableau IV.05 : Récapitulatif de calcul des différents paramètres

Sections	Abscisse (m)	Pas (m)	Y(m)	Fr	1-Fr ²
Amont	0	0	5,5	1,21139481	-0,46747737
1	10	10	4,85	1,33122486	-0,77215964
2	20	20	4,51	1,40580576	-0,97628983
3	40	20	4,26	1,46723786	-1,15278694
4	60	20	4,07	1,51831512	-1,30528081
5	80	20	3,9	1,56768668	-1,45764153
6	100	20	3,76	1,61126451	-1,59617331
7	120	20	3,65	1,647548	-1,71441441
8	140	20	3,52	1,69297571	-1,86616675
9	160	20	3,4	1,73759491	-2,01923608
10	180	20	3,28	1,78505804	-2,1864322
11	200	20	3,08	1,87130547	-2,50178416
12	220	20	2,88	1,96794682	-2,87281469
13	240	20	2,65	2,09470717	-3,38779812
14	260	20	2,49	2,19486703	-3,81744126
15	280	20	2,32	2,31441767	-4,35652913
aval	290	10	2,21	2,40028891	-4,76138686

ANNEXE C

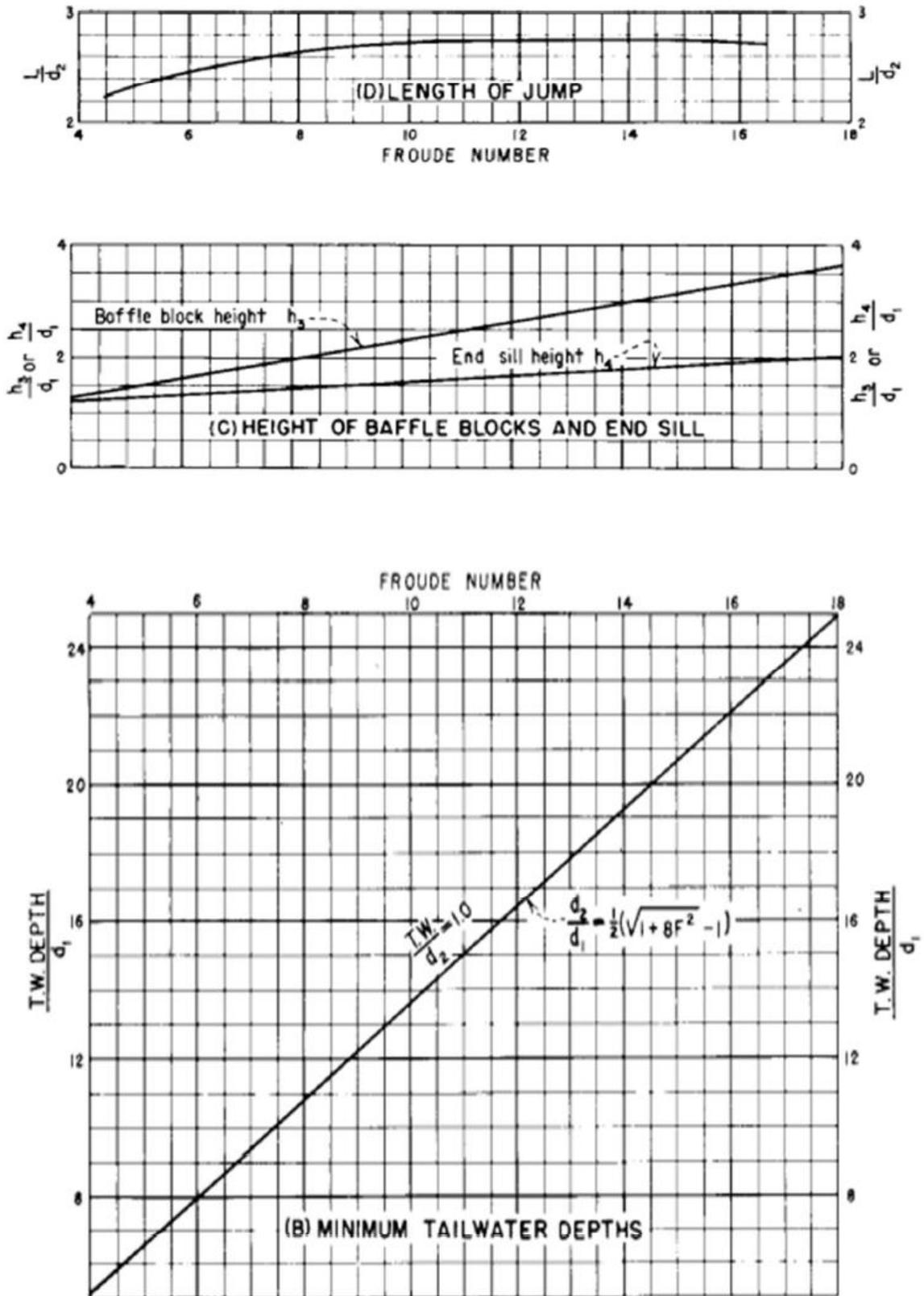


Figure IV.07 : Abaques de calcul de bassin de dissipation USBR type III.

Tableau V.06 : Calcul d'optimisation.

Paramètres hydrauliques	1	Diamètre	D (m)
	2	Section du tunnel	$A = \pi D^2 / 4$ (m ²)
	3	Profondeur de remplissage	$h_o = 0,7D$ (m)
	4	Section mouillée	$A_1 = 0,74.A$ (m ²)
	5	Rayon hydraulique	$R_h = 0,3D$ (m)
	6	Coefficient de Chézy	$C = 1/n R^{1/6}$
	7	Vitesse moyenne	$V = Q_{max} / A_1$ (m/s)
	8	Pente	$i = V^2 / C^2 R$
	9	Perte de charge linéaire	$h_l = i.l$ (m)
	10	Perte de charge à l'entrée	$Z_{entr} = V^2 / 2g_j^2$ (m)
	11	Perte de charge totale	$Z_o = Z_{entr} + h_l$ (m)
	12	Niveau amont pour Q_{max}	$N_{am} = N_{av} + Z_o$ (m NGA)
	13	La cote de niveau d'eau a l'entrée de	$N_I = N_{am} - Z_{entr}$ (m NGA)
	14	Cote du seuil	$C_s = N_I - h_o$ (m NGA)
Calcul des volumes des travaux	15	Hauteur du batardeau	H_{bat}
	16	Section du batardeau	$F_{bat} = (2b + 2mH_{bat}).H_{bat} / 2$
	18	Volume du batardeau	$V_{bat} = L * F$ (m ³)
	20	Conversion en volume de béton	$V'_{bat} = 0,1 V_t$
	21	Volume d'excavation du tunnel	$V_{tun} = L . A$
	21	Conversion en volume de béton	$V'_{tun} = 1,5 V_{bet}$
	22	Volume total des travaux	$\Sigma V' = V'_{bat} + V'_{tun}$

Tableau V.07 : Résultats de calcul d'optimisation.

	N°	Désignation				
Paramètres hydrauliques	1	D (m)	3	4	5	6
	2	A (m²)	7,065	12,56	19,625	28,26
	3	h₀ (m)	2,1	2,8	3,5	4,2
	4	A₁ (m²)	5,2281	9,2944	14,5225	20,9124
	5	R_h (m)	0,9	1,2	1,5	1,8
	6	C	70,1866318	73,6338527	76,4238994	78,7818305
	7	V (m/s)	73,2962262	41,2291272	26,3866414	18,3240565
	8	I	1,2117469	0,26125944	0,07947281	0,03005513
	9	h₁ (m)	302,936724	65,3148594	19,8682032	7,51378242
	10	Z_{ent} (m)	338,048651	106,960706	43,8111052	21,1280407
	11	Z₀ (m)	640,985375	172,275565	63,6793084	28,6418231
	12	N_{am} (mNGA)	676,175375	206,965565	97,8693084	62,3318231
	13	N₁ (mNGA)	338,126724	100,004859	54,0582032	41,2037824
	14	Cs (mNGA)	336,026724	97,2048594	50,5582032	37,0037824
Calcul des Volumes des travaux	15	H_{bat} (m)	11,19	10,69	10,19	9,69
	16	F_{bat}(m²)	374,80905	343,30935	313,29155	284,54685
	18	V_{bat}(m³)	63717,5385	36047,4818	32895,6128	29877,4193
	19	V'_{bat}(m³)	6371,75385	3604,74818	3289,56128	2987,74193
	20	V_{gal}(m³)	1766,25	3140	4906,25	7065
	21	V'_{gal}(m³)	2649,375	4710	7359,375	10597,5
	22	∑V'(m³)	9021,12885	8314,74818	10648,9363	13585,2419

ANNEXE E

Tableau VI.02 : Surfaces d'eau dans le barrage correspondant aux différentes charges

Altitudes	Surface d'eau (km ²)	Surface moyenne Si (km ²)	Hauteur d'eau hi (m ²)
85,5=NNR	4,24	4.12	61,5
85	4,2		56
80	3,9	4.05	51
75	3,53	3.715	46
70	3,2	3.365	41
65	2,84	3.02	36
60	2,5	2.67	31
55	2,15	2.325	26
50	1,82	1.985	21
45	1,48	1.65	16
40	1,13	1.305	11
35=NVM	0,79	0.96	



Figure 01 : Ferrailage de la fondation de la tour de prise d'eau



Figure 02 : Ferrailage de la fondation de la tour de prise d'eau



Figure 03 : Compactage du noyau en argile du batardeau



Figure 04 : Noyau argileux du batardeau



Figure 05 : Ouvrage d'entrée de la galerie de vidange de fond



Figure 06 : Ouvrage d'entrée de la galerie de vidange de fond (fer a cheval)

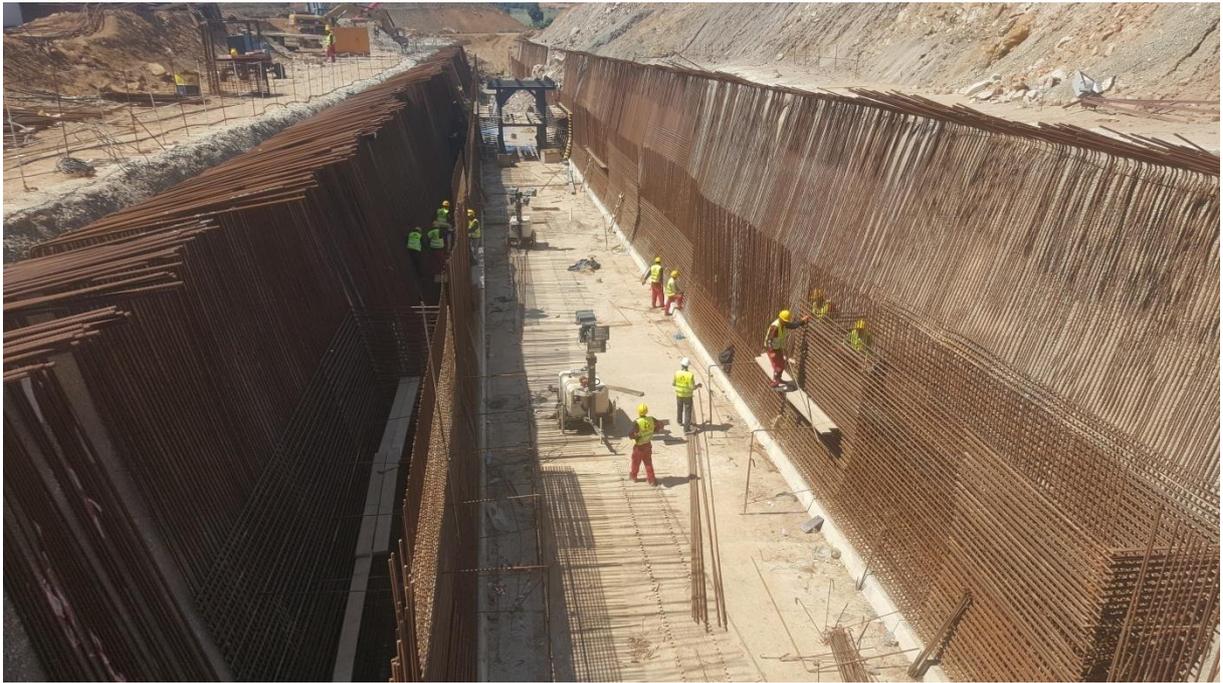


Figure 07 : Ferrailage de la vidange de fond



Figure 08 : Bétonnage de la voute de la galerie de vidange de fond



Figure 09 : Préparation du bétonnage de la voute de la galerie de vidange de fond



Figure 10 : Glissement de terrain sur la paroi droite de la vidange de fond



Figure 11 : Bétonnage de la fondation de l'ouvrage de la vidange de fond



Figure 12 : Bétonnage de la fondation de l'ouvrage de la vidange de fond



Figure 13 : Installation désignée au stockage des matériaux (Gravier)



Figure 14 : Centrale à béton fixe



Figure 15 : Installation désignée au stockage des matériaux (Gravier, Sable)



Figure 16 : Armatures de ferrailage

Tableau VIII.01: Symboles des opérations

TRAVAUX	Opération	Durée (mois)
INSTALLATIONS	A	6
BATARDEAU AMONT & PAROIS Moulée	B	8
Dérivation + Tour de Prise	C	8
Excavations fondation digue	D	7
Galerie injection: forages et injections	E	11
Remblais de la digue	F	28
Evacuateur des crues	G	24
Réceptions et mise en eau	H	2,5

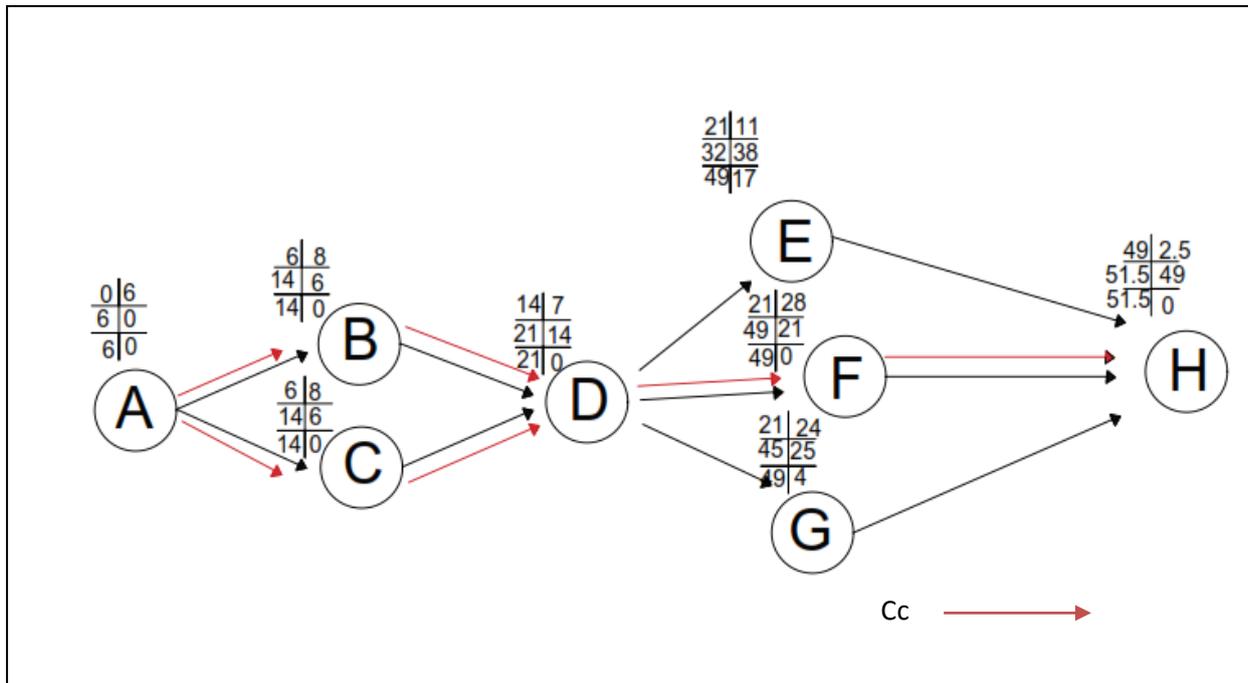


Figure VIII.02 : Réseau à nœuds

[01] **Pr. TOUAIBIA.B** : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida (Mars 2004).

[02] **Pr. TOUAIBIA.B** : Régularisation des débits (2001).

[03] **Pr. MIHOUBI.M.K** : Polygraphie d'ouvrage hydrotechnique 4^{ème} Année (ENSH-2004).

[04] **Pr. MIHOUBI.M.K** : Barrage en terre, polygraphie de cours (ENSH-2014).

[05] **HASSANE.M** : Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue à entonement frontale.

[06] **HASSANE.M** : Ouvrage hydrotechnique : ouvrages annexes 5^{ème} Année (ENSH-2016).

[07] **HASSANE.M** : Ouvrages annexes.

[08] **Manuelle CIGB-151** : Choix de la crue de projet (1989).

[09] **Khelifa MAALEL & Zouheir HAFSIA** : Cours ouvrages hydraulique (Tunisie, Mai 2012).