

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET :

**ETUDE DE PROTECTION DE LA VALLEE DE GHARDAIA
CONTRE LES INONDATIONS SUR L'OUED DE TOUZOUZ
(W.GHARDAIA)**

PRESENTE PAR :
HACHANI Djihad

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
D.DJOUDAR	Maître de conférences (B)	Examinatrice
D.BENSALAH	Maître assistant (A)	Examineur
I.ZAIBAK	Maître assistant (A)	Examineur
B.BENLAOUKLI	Maître de conférences (A)	Promoteur

Session - 2017

DEDICACES

*Je dédie ce modeste travail en signe de
reconnaissances et de respect :*

A ma mère

A mon père

A mes sœurs et mon frère

A toute la famille

A tous mes amis et surtout de l'ENSH.

Remerciement

Au terme de ce modeste travail, je remercie le bon Dieu qui m'a armé de courage et de bonne volonté pendant l'élaboration de ce mémoire.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements et ma haute gratitude à mon promoteur **BACHIR BENLAOUKLI**, pour ses précieux conseils, et sa disponibilité.

Je remercie également le président et les membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.

Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur au sein de l'ENSH sans oublier **Mr ZEROUAL**.

Je tiens aussi à remercier le professeur **M.BOUACHE** pour leur conseils.

En fin, je m'adresse aux cadres de la direction des ressources en eau de Ghardaïa, pour m'avoir accueilli au sein de leurs directions, surtout, **M^r CHOUIREB Mustapha**

Mes remerciement ne seraient pas complets si je ne citerais pas tous **mes Amis** et toutes les personnes qui m'ont aidé de près ou de loin afin d'élaborer ce mémoire.

Djihad HACHANI

الملخص

قمنا في هذه العمل بدراسة تقنية على مستوى وادي توزوز (ولاية غارديّة) بهدف حماية سهل وادي ميزاب من الفيضانات .

وعلى هذا الاساس قمنا بالتحقق من الشروط الجيولوجية و الطوبوغرافية و بالدراسة الهيدرولوجية وصولا الى اختيار نوع الحاجز وكذلك المنشآت الملحقة به, لضمان استغلال آمن للسد طول فترة الخدمة .

Résumé

Notre travail consiste à faire une étude au niveau de l'oued de Touzouz (wilaya de Ghardaïa) dans le but de protéger la vallée de M'zab contre les crues.

Dans ce contexte on a vérifié les conditions géologiques et topographiques et aussi l'étude hydrologique pour aboutir au choix de type de la digue et ces ouvrages annexes, pour assurer une exploitation sécurisée et un bon fonctionnement pendant l'utilisation de l'ouvrage.

Abstract

In our dissertation, we have made a complete technique in wadi Touzouz (wilaya of Ghardaïa), with the aim of protecting the valley of M'zab against the seasonal floods.

In this context, we verified the geologic and topographic conditions and also the hydrological study to end with the choice of the type of the dike. to assure a secure exploitation and a smooth running during the use of the construction.

Table des matières

<u>Introduction générale</u>	1
---	----------

Chapitre I : Etude intérieure

Introduction	2
I.1. Description de La Digue.....	2
I.2. Historique de toutes les crues de l'oued Touzouz.....	4
I.3. La crue exceptionnelle du 1 ^{er} octobre 2008.....	6
Conclusion	8

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Introduction	9
II.1. Etude topographique	9
II.2. Situation géographique.....	9
II.2.1. Situation géographique de la wilaya.....	9
II.2.2. Situation géographique de la zone d'étude.....	10
II.2.3. Caractéristique morphologique du site	10
II.3. Situation géologique	10
II.3.1. Géologie général.....	11
II.3.2. La géologie de site	11
II.3.3. La géologie de la cuvette	11
II.3.4. La stabilité	11
II.3.5. La sismicité.....	13
II.4. Situation géotechnique.....	14
II.4.1. Travaux de reconnaissance effectues.....	14
II.4.2. Analyse des résultats des travaux de reconnaissance.....	14
a. Résultats des puits de reconnaissance.....	15
b. Résultats des essais géotechniques.....	15
Conclusion	17

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction	18
III.1. Etude des caractéristiques morpho-métriques du bassin versant.....	18
III.1.1. Délimitation du bassin versant.....	18
III.1.2. Caractéristiques géométriques du bassin versant.....	19
III.1.3. Caractéristiques de forme	19
a. Indice de compacité de Gravelius Kc	19
b. Coefficient d'allongement.....	20
c. Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravelius.....	20
III.1.4. Paramètres du relief	21
a. La courbe hypsométrique	21
b. Les Altitudes.....	22
c. Indices de pentes	23

d. Pente moyenne du bassin versant	24
III.2. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant.....	25
III.2.1. Le réseau hydrographique.....	25
III.2.2. Profil en long de l'oued.....	25
III.2.3. Pente moyenne du cours d'eau principal Ic.....	26
III.2.4. densité de drainage	26
III.2.5. Le coefficient de torrentialité Ct	27
III.2.6. Temps de concentration	28
III.2.7. Vitesse de ruissellement.....	28
III.3. Caractéristiques climatiques.....	28
III.3.1. La température.....	29
III.3.2. le régime des vents	30
III.3.3. Humidité de l'air.....	30
III.3.4. Evaporation.....	30
III.3.5. La pluviométrie.....	30
III.3.5.1. Pluie moyenne annuelle.....	31
III.3.5.2. Pluies maximales journalières.....	31
III.4. Étude des précipitations.....	31
III.4.1. Ajustement des pluies maximales journalières.....	32
III.4.1.1. Ajustement à la loi Log normale (loi de GALTON).....	33
III.4.1.2. Ajustement à la loi doublement exponentielle (loi de Gumbel).....	33
III.4.1.3. Résultats d'ajustement à la loi choisie (log-normale).....	34
III.4.2. Pluies de courte durée I.D.F (courbes : Intensité_Durée_Fréquence).....	35
III.5. Etudes des apports.....	36
III.5.1. Apport liquides.....	36
III.5.1.1. Apport moyen interannuel (A0).....	36
III.5.1.2. Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen.....	37
III.5.1.3. Caractéristiques de l'écoulement.....	37
III.5.2. Apports fréquents.....	37
III.5.3. Transport solide.....	38
III.6. Etude des crues.....	38
III.6.1. Détermination des débits maxima fréquents par les formules empiriques.....	40
III.6.2. Construction de l'hydrogramme de crues.....	40
III.6.3. Choix de la crue de projet.....	41
III.7. Régularisation de l'écoulement.....	41
III.7.1. Courbes caractéristiques de la retenue.....	42
III.7.2. Calcul du volume utile.....	42
III.7.3. Laminage des crues.....	43
III.7.3.1. Méthode de Muskingum.....	43
III.7.4. Etude d'optimisation.....	45
III.7.4.1. Calcul du coût approximatif de la digue.....	46
a. Calcul de la revanche.....	46
b. Largeur en crête.....	47
c. Calcul du Calcul du coût de la digue	47

III.7.4.2. Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues.....	48
▪ Coût du canal d'approche.....	50
Conclusion	58

Chapitre IV : Etude des variantes

IV.1. Le choix du site du barrage.....	69
IV.2. Le choix du type du barrage.....	69
IV.3. Les variantes à choisir.....	70
IV.3.1. Digue homogène avec un enrochement maçonné sur le talus amont.....	70
IV.3.2. Digue zoné.....	70
IV.3.3. Digue en terre à masque amont.....	70
IV.4. Le choix définitif du type du barrage.....	71
IV.4.1. Pré-dimensionnement du noyau.....	71
a. Niveau en crête.....	71
b. largeur en crête.....	71
c. les pentes.....	71
IV.4.2. Etude comparative.....	71
a. Volume de la digue.....	71
a.1. homogène avec un enrochement maçonné sur le talus amont.....	71
a.2. zoné.....	72
a.3. en terre à masque amont.....	72
b. Evaluation du coût total des variantes de la digue.....	72
Conclusion.....	73

Chapitre V : Etude de la Variante choisie

Introduction.....	74
V.1. Définition de profil général du barrage.....	74
V.2. La Classification de l'ouvrage.....	74
V.3. Protection des talus.....	74
V.4. Calcul d'infiltration à travers la digue et la fondation.....	75
V.4.1. Tracer de la ligne de saturation.....	75
V.4.2. Débit d'infiltration à travers le corps.....	76
V.4.3. Débit d'infiltration à travers la fondation.....	77
V.4.4. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage.....	77
1. dispositif d'étanchéité.....	77
2. fondation du barrage.....	78
V.5. Calcul de stabilité.....	78
V.5.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus).....	79
V.5.2. Le principe de la méthode (Méthode des tranches)	79
V.5.3. Calcul des forces appliquées à chaque tranche.....	80
a. Force de pesanteur (poids propre de la tranche).....	81
b. Force de pression interstitielle.....	82
c. Forces de cohésion.....	83
V.5.4. Classement des forces	84

1. Les forces stabilisatrices.....	84
2. Les forces motrices.....	84
V.5.5. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement.....	84
Conclusion.....	85

Chapitre VI : Etude des ouvrages annexes

Introduction.....	86
VI.1. Les évacuateurs de crues	86
VI.1.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue	86
VI.1.2. Différents types des évacuateurs de crues	87
VI.1.2.1. Les évacuateurs de crues de surface ou latéral	87
a. Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal	87
b. Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral	88
VI.1.2.2. Les évacuateurs vannés de fond ou de demi-fond	89
a. Evacuateur de crues en puits (tulipe)	89
b. Evacuateur de crues en siphon	90
VI.1.3. Dimensionnement de l'évacuateur de crue.....	90
1. Un déversoir en bec du canard.....	90
▪ Paramètres géométriques de déversoir.....	91
▪ Détermination des côtes de déversoir.....	91
▪ Calcul hydraulique de déversoir et la boîte d'écoulement.....	92

Chapitre VII : organisation de chantier et sécurité de travail

Partie I : organisation de chantier

Introduction.....	93
VII.1) Travaux préparatoires et installation de l'entreprise.....	93
VII.1.1) Installations destinées au personnel.....	93
VII.1.2) Installations destinées au stockage des matériaux.....	93
VII.1.3. Installations destinées à la réparation des engins.....	93
VII.1.4. Installation destinée pour la préfabrication.....	93
VII.1.5. les moyens de chantier.....	93
VII.2) Planification.....	94
VII.2.1) Définition.....	94
VII.2.2) Techniques de la planification.....	94
VII.2.2.1) méthodes basées sur le réseau.....	94
VII.2.2.1.1) Définition du réseau.....	94
VII.2.2.1.2) Construction du réseau.....	94
VII.2.2.1.3) Méthode C.P.M (méthode du chemin critique).....	95
VII.2.2.3) les étapes de la planification.....	95
VII.2.2.3.1) collection des informations.....	95
VII.2.2.3.2) décomposition du projet.....	95
VII.2.2.3.3) relations entre les tâches.....	95

VII.2.3. les paramètres de la méthode C.P.M.....	95
VII.2.3.1) Chemin critique (C.C).....	95
VII.2.3.2) Attribution des durées de chaque opération.....	95
VII.2.4) les plannings.....	96
VII.2.4.1) plan de travail au plus tôt.....	96
VII.2.4.2) plan de travail au plus tard (PTPP).....	96
VII.2.4.3) plan de travail intermédiaire.....	96
VII.3. délai de construction et programme des travaux.....	97
VII.4) Symboles des différentes opérations.....	97
VII.5) Détermination des chemins critiques.....	97
VII.6) Technologie des principaux travaux.....	97
VII.6.1) Exécution des voies d'accès.....	97
VII.6.2) Exécution des travaux de terrassement.....	98
VII.6.3) Exécution des travaux de bétonnage.....	98

Partie II : protection et sécurité de travail

Introduction.....	98
VII.1) Causes des accidents de travail.....	98
VII.1.1) Causes humaines.....	98
VII.1.2) Causes techniques.....	98
VII.2) Conditions dangereuses dans le chantier.....	99
VII.3) Actions dangereuses.....	99
VII.4) Mesures préventives.....	100
Conclusion.....	100
<u>Conclusion général</u>.....	101

Liste des tableaux

Tableau II.1 : représente les résultats des analyses chimiques.....	2
Tableau N°III.1 : la répartition des surfaces en fonction des côtes.	18
Tableau N°III.2 : Détermination des altitudes	18
Tableau N°II.3 :détermination de la pente de Roche Ip.....	19
Tableau N°III.4 : Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global.	19
Tableau N°III.5 : Classification, nombre de cours d'eau et leur longueur.....	20
Tableau N°III.6 : les résultats de différentes méthodes pour la détermination de Tc	20
Tableau N°III.7: Tableau récapitulatif des caractéristiques hydro-morpho-métrique du bassin versant.	20
Tableau N°II.8 : la température de l'air au station météo de Ghardaïa (période : 2004-2013)	20
Tableau N°III.9 : Le vent aux stations météo de Ghardaïa (en 2013)	21
Tableau N°III.10 : L'humidité relative de l'air moyen mensuel à la station de Ghardaïa (2009 – 2013)	21
Tableau N°III.11 : Evaporation aux stations météo de Ghardaïa.	21
Tableau N°III.12: Caractéristiques de la station pluviométrique.....	22
Tableau N°III.13 : paramètre de test de χ^2	22
Tableau N°III.14 : Résultats de l'ajustement à la loi Log normale.....	23
Tableau N°III.15: Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon.....	24
Tableau N°III.16 : la pluie de courtes durées de différentes fréquences intensités de la pluie de courtes durées.....	24
Tableau N°III.17: Récapitulatif des résultats de calcul des apports.....	25
Tableau N°III.18 répartition mensuelle de l'apport liquide moyen.....	25
Tableau N°III.19 : récapitulatif de calcul des Cv.....	26
Tableau N°III.20 : Les apports de différentes fréquences.....	27
Tableau N°III.21 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	28
Tableau N°III.23 : Calcul du transport solide (Tonnes/an)	28
Tableau N°III.24 :Débits maxima des crues de différentes périodes de retour	29
Tableau N°III.25: valeur de γ en fonction de bassin versant	29
Tableau N°III.26 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour.....	29
Tableau N°III.27 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour.....	30
Tableau N°III.28 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour.....	30
Tableau N°III.29 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour.....	31
Tableau N°III.30 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour.....	31
Tableau N°III.31 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	31
Tableau N°III.32: Valeurs de débits de crues en fonction du temps selon la méthode de SOKOLOVSKY (cas de la montée)	32
Tableau N°III.33: Valeurs de débits de crues en fonction de temps selon la méthode de SOKOLOVSKY (cas de la Décrue)	32
Tableau N°III.34 : Crues de projet recommandé.....	34
Tableau III.35: Caractéristiques topographiques de la retenue.	34
Tableau III.36 :Volume utile.....	35
Tableau N°III.38 : Calcul de l'hydrogramme laminé pour B=70 m.....	35
Tableau N°III.39 Hydrogramme d'entrée et hydrogramme de sortie.....	35
Tableau N°III.40 Calcul du volume forcé.....	36
Tableau N°III.41: Largeur en crête du barrage.	37
Tableau N°III.42 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes.	38
Tableau N°III.43: Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes.....	38
Tableau N°II.44: Tableau récapitulatif des prix totaux.	38
Tableau N°II.45 : Tableau récapitulatif des caractéristiques de l'aménagement collinaire.....	39
Tableau IV.1 : Détermination des pentes des talus.	39
Tableau IV.2 : Volume de la digue.	39
Tableau IV.3 Devis de la première variante digue en terre homogène.....	39
TableauIV.4 : Volume du Noyau.	40

Tableau IV.5: Volume des recharges.	40
Tableau IV.6 Devis de la troisième variante digue en terre à masque amont.....	41
Tableau IV.7 : les coûts des variantes étudiées.	41
Tableau V.1 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	42
Tableau V.2: Valeurs de C en fonction des pentes de talus et γ	43
Tableau V.3 : Coordonnées de la parabole de KOZENY.....	43
Tableau V.4 : Classification des barrages.....	44
Tableau V.5 : Gradient hydraulique admissible.	45
Tableau V.6 : Détermination du gradient d'infiltration admissible.	46
Tableau V.7 : Détermination de coefficient de sécurité.....	47
Tableau V.8 : Coefficient de stabilité admissible des talus.	48
Tableau V.9: (K_1 - K_2) en fonction des pentes des talus(V.volkov, 1986)	50
Tableau.V.10 : Rayon max et min pour chaque talus.....	55
Tableau V.11 : Caractéristiques géotechniques des sols.....	56
Tableau V.12: Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.	57
Tableau VI.1 : Récapitulatif du calcul de la boîte d'écoulement.	60
Tableau (VII.1) : symboles des opérations	62

Liste des figures

Figure N° I.1: Vue évacuateur à partir de l'aval.....	6
figure N° I.2 : Vue talus aval en pierre maçonnée.....	8
figure N°I.3: Vue talus aval ave ligne électrique.....	9
figure N°I.4 : Digue talus aval avec la ligne électrique moyenne tension.....	10
figure N°I.5: Détail du mur aval.....	12
Figure N°I.6 : Ghardaïa: inondations du 01-10-2008.....	16
Figure N° I.7 : Oued Touzouz à l'état du crue -2008.....	16
Figure N°I.8: fond d'oued Touzouz en crue.....	17
Figure II.1 : Limites administratives de la wilaya de Ghardaïa. Ech : 1/100.000 ^e	18
figureII.2 : extrait de la carte géologique de la wilaya de Ghardaïa. Ech: 1/500.000 ^e	19
Figure II.3 : Extrait de la légende de la carte géologique de la wilaya de Ghardaïa à l'échelle.....	19
1/500.000 ^e	20
Figure II.4 : Carte de zonage sismique du territoire algérien (source, RPA 99-Version 2003).....	22
Figure III.1 : les sous bassins versants de Oued m'zab.....	24
Figure III.2 : Le bassin versant avec réseau hydrographique de l'Oued de Touzouz Ghardaïa (période : 2004-2013).....	25
Figure III.3: courbe hypsométrique.....	28
Figure III.4 : Classification du SCHUM.....	34
Figure III.5 : Variation Températures de l'air mensuelles au station météorologique.....	35
Figure III.6 : Variation le vent mensuelles à la station météorologique de Ghardaïa (période : 2004-2013).....	37
Figure III.7 : Variations de l'humidité relative de l'air mensuelles au station météorologique de Ghardaïa (période : 2004-2013).....	39
Figure III.8: Variation évaporation mensuelles au station météorologique de Ghardaïa (période : 2004-2013).....	40
Figure III.9 : Répartition annuelle des pluies.....	42
Figure III.11 : Ajustement à la loi Log-Normale (Maximum de vraisemblance).....	43
Figure III.12: Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance).....	45
Figure III.13 Comparaison entre les deux graphiques d'ajustement.....	47
Figure III.14 : Pluies de courte durée.....	50
Figure III.15 : Intensité –Durée –Fréquence.....	53
Figure III.16: Répartition mensuelle de l'apport.....	57
Figure III.17: répartition mensuelle de l'apport 80%.....	56
Figure III.18: Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour.....	59
Figure III.19 : Courbes Capacité-Surface-Hauteur.....	60
Figure III.20 : visualisation de l'effet de laminage.....	62
Figure III.21 : Courbe caractéristique du barrage.....	63
Figure III.22 : les Hydrogramme d'entrée et des sorties.....	64
Figure II.23 :Optimisation de la largeur du déversoir.....	66
Figure V.1 : tracé de la ligne de saturation cas d'un barrage homogène.....	67
Figure V.2 :tracé de la ligne de saturation.....	68
Figure V.3 : débit d'infiltration à travers le corps.....	69
Figure V.4 : Débit d'infiltration à travers la fondation.....	70
FigureVI.1 :Descriptions de déversoir en bec de canard.....	86
Figure VI.2 :Calcul de la boîte d'écoulement.....	90
Figure VII.1 : Calcul par C.P.M du réseau a nœud.....	95

La liste des planches

Planche 1 : plan de l'aménagement de la digue de Touzouz.....	1/7
Planche 2: Coupe en travers de la digue	2/7
Planche 3: profil type de la digue	3/7
Planche 4: profil en long de la digue	4/7
Planche 4: profil en travers de l'évacuateur	5/7
Planche 5: schéma de calcul de stabilité des talus de la digue	6/7
Planche 6: diagramme de GANT.....	7/7

∞Introduction∞

Introduction

Les inondations constituent une menace sérieuse pour les biens matériels et les vies humaines. Comme d'autres pays du monde, l'Algérie a été affectée par de nombreuses inondations au cours des dernières décennies. Ces catastrophes ont été à l'origine de pertes considérables en vies humaines, d'importants dégâts matériels et de déficits incalculables dans les domaines de l'économie et de l'environnement. Parmi les inondations les plus dévastatrices enregistrées durant la décennie écoulée, celles qui ont touché la ville de Ghardaïa en octobre 2008.

La région du M'Zab est confrontée aux phénomènes des crues qui engendrent des inondations et qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social. À cause de la croissance démographique, La vallée du M'zab a connu un mouvement très fort et accéléré d'urbanisation incontrôlée de l'habitat dans la palmeraie de la vallée et dans le lit mineur de l'oued. Ainsi que l'inondation d'eau et incontrôlable qui a créé des dégâts humains et matériels.

Pour cette raison un programme a été mis en place pour protéger la vallée contre les crues torrentielles. Sur la base d'une étude des solutions peuvent être préconisées par la combinaison des deux solutions à savoir :

- ↳ L'édification d'ouvrage de rétention à l'amont.
- ↳ Des travaux d'aménagement au niveau des barges et du lit de l'oued.

Notre projet de fin d'étude a pour but d'étudier l'aménagement hydraulique de cours d'eau de Touzouz qui est destiné à la protection de la ville de Ghardaïa.

œChapitre Iœ

Etude Intérieure

Introduction

Nous avons vu, à l'occasion de notre étude, que de la digue de Touzouz avait été effectuées par les habitants du lieu avec des méthodes empiriques, simples et traditionnelles, employant les matériaux immédiatement disponibles. Cela leur a permis de protéger leurs biens et leurs cultures contre les crues, mais aussi d'employer l'eau de celles-ci pour améliorer leurs récoltes. Par contre, la terrible crue de 2008 a fortement endommagé cet ouvrage.

I.1. Description de La Digue

La digue de Touzouz, de faible hauteur 2 à 3 mètre, principalement réalisée avec le sable argileux de l'oued, a une orientation sensiblement Nord Sud. Elle longe la route, CW 147, dont elle épouse la courbe avec une allure convexe sur environ 800 mètres, la surmontant derrière un mur en pierre sèche de faible épaisseur.

Actuellement un canal important est en cours de réalisation. Il devra relier le barrage existant sur Chabet Lechbour à la cuvette de la digue de Touzouz. Il permettra de dériver des volumes d'eau considérables. Son point de raccordement à notre aménagement n'est pas encore connu.

La cuvette contrôlée par la digue est extrêmement plane presque totalement comblée par les apports solides de l'oued qui sont de nature généralement sableuse avec une partie amont occupée par des habitations sur plus de la moitié de sa surface utile, la largeur de la vallée au droit des habitations étant fortement réduite.

La digue de Touzouz sert comme obstacle le long du cours d'eau afin de stocker momentanément les eaux dans le but de faciliter leur infiltration dans l'inféro-flux qui sert à alimenter la palmeraie aval.

Par ailleurs une partie des eaux sera dérivée vers le tunnel qui traverse la route et qui conduit les eaux vers les riches jardins avals.

L'évacuateur est pratiquement comblé.



Figure N° I.1 Vue évacuateur à partir de l'aval (DRE de Ghardaïa)



figure N° I.2 : Vue talus aval en pierre maçonnée



figure N° I.3: Vue talus aval



figure N° I.4 : Digue talus aval avec la ligne électrique moyenne tension



Figure N° I.5: Détail du mur aval

Source : DRE de Ghardaïa

1.2. Historique de toutes les crues de l'oued Touzouz

L'oued Touzouz se trouve en amont de la palmeraie de Ghardaïa, parmi les toutes premières oasis inondées en cas de crue. A travers le tableau ci-dessous, on peut constater que plus la crue n'est importante, plus le nombre d'oasis inondées sera grand. Ainsi, chaque grosse crue de la vallée du Mزاب concernera son affluent « l'oued Touzouz ».

Tableau I.1 Liste des crues de l'oued M'Zab (Dubief 1953)

Dates des crues	Importance	Observations
de 1921 à 1938		
1921 mai	Importante	la palmeraie est inondée
1922 décembre	Importante	la palmeraie est inondée
1923 mai	Importante	Inondation des oasis de Ghardaïa, Melika, Bou Noura, El Atteuf. Atteint Zelfana à 64 km en aval de Ghardaïa, à 150 km de la source.
1925 mar	Importante	Dépasse Bou Noura après avoir rempli tous les barrages situés en amont
1929 septembre	Importante	-
1931 mai	Importante	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
1932 novembre	Importante	oasis arrosée.
1933 novembre	Très importante	-
1935 avril	Peu importante	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa

de 1938 à 1951		
1938 avril	Importante	Coule jusqu'à la ville de Ghardaïa
1938 novembre	Importante	Inondation totale des oasis de Ghardaïa, Beni Isguen, partielle de celle de Bou Noura (oued Zouil).
1939 février	Importante	Arrive jusqu'à El Atteuf
1940 mars	Légère	Crues des affluents des oueds El Abiodh et M'zab
1941 mars	Importante	Inondation de la palmeraie
1941 avril	Moyenne	Inondation de l'oasis
1942 juin	Moyenne	Crue des oueds secondaires
1943 février	Faible	Oued Adi ra au NW de Ghardaïa
1943 mars	Faible	Partie N de la palmeraie arrosée.

1943 avril	Faible	Inondation de l'oasis. Fortes crues des oueds secondaires
1943 octobre	Importante	Inondation de l'oasis de Ghardaïa
1943 décembre	Peu importante	Inondation de l'oasis de Ghardaïa
1944 février	Peu importante	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
1944 mars	Peu importante	-
1946 janvier	Très importante	Inondation de toutes les oasis
1946 avril	Assez importante	Inondation de la partie nord de l'oasis de Ghardaïa
1946 septembre	Faible	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
1947 avril	Moyenne	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
1948 avril	Faible	-
1948 septembre	Fortes	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
1949 mars	Légère	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
1949 avril	Importante	Inondation de l'oasis de Ghardaïa
1950 septembre	Forte	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
1950 octobre	Forte	Inondation de l'oasis de Ghardaïa
1951 mars	Forte	Inondation de l'oasis de Ghardaïa. La crue arrive jusqu'à El Atteuf
de 1951 à 1953		
1951 septembre	Moyenne	Crue moyenne des oueds secondaires Bouchamdne, Takdit, Touzouze, Argdane. Une partie de la palmeraie a été arrosée
1951 octobre	Forte	L'oued M'Zab est arrivé jusqu'à El Atteuf
1952 avril	Très forte	La chute de pluie a été considérable
1952 septembre	Assez forte	Crue de l'oued M'Zab alimentée par les oueds immédiatement en amont

Tableau I.2 Liste des crues de l'oued M'Zab (DRE de Ghardaïa)

de 1954 à 2008 (Lacune d'information, et liste incomplète)		
1990 mai	-	Laisse de crue repérée à l'altitude de 498,85 à la distance de 473,70 m en amont du pont Adaoud
1991 juin	Très importante	Nombreux dégâts
1993	Probable forte	-
1994 septembre	Très importante	-
1995 octobre	Assez forte	-
2008 octobre	Très importante	Nombreux dégâts

La crue exceptionnelle du 1^{er} octobre 2008

A l'aube du 1^{er} octobre 2008, et suite à une averse de 40,5mm, une importante crue dévastatrice s'en est suivie sur l'oued Mzab. L'écoulement a débordé des berges, inondant ainsi tout ce qui est avoisinant comme constructions et autres ;

- Les ponts ont été totalement submergés
- La hauteur d'eau dans l'oued au centre la ville de Ghardaïa a atteint 9 mètres
- Les écoulements ont charriés de fortes masses solides (sables ; galées ; boue, etc..)
- Plusieurs endroits qui se trouvent au bas lit d'oued ont été submergés, les raisons pour lesquelles il a été enregistré plusieurs pertes humaines.

Le cumul pluviométrique atteint lors de ces événements est très supérieur aux capacités de stockage des obstacles à l'écoulement (barrages, retenues collinaires et bassins de rétention), aux capacités de rétention des sols et aux capacités d'évacuation des oueds ; le débit de l'oued M'Zab, enregistré le 1^{er} Octobre 2008, a été de l'ordre de 1200 m³/s (crue centennale) et la hauteur de submersion a atteint par endroits les 9m.



Figure N°I.6 Ghardaïa: inondations du 01-10-2008(DRE de Ghardaïa)



Figure N° I.7 Oued Touzouz à l'état du crue -2008 (DRE de Ghardaïa)



Figure N°I.8 Fond d'oued Touzouz en crue (DRE de Ghardaïa)

Conclusion

On a vu que la digue de Touzouz, de construction traditionnelle en sable argileux alluvionnaire, située en milieu urbanisé, a été renforcée par des murets, et petits ouvrages d'art (pont, tunnel, canal d'évacuation...) de pierre maçonnée pour protéger la route.

L'inondation de 2008 a endommagé certains segments, abîmé, la crête à bouché en partie les ouvrages d'évacuation. Une étude de réhabilitation est donc nécessaire.

∞Chapitre II∞

Etude géologique et géotechnique

Introduction

Pour la réalisation d'un aménagement, il est nécessaire avant tout de bien examiner les objectifs qui en découlent pour les caractéristiques de l'ouvrage à concevoir et son implantation, en tenant compte de la bonne connaissance des conditions géologiques, géotechniques et topographiques du site.

II.1. Etude topographique

Les travaux topographiques portent essentiellement sur le bassin versant et le site du barrage. Le but principal d'étude de la topographie est d'établir les documents nécessaires pour L'aménagement du cours d'eau, et A partir de ces documents (des cartes topographiques, cartes photographiques, photographies aériennes de la zone, complétée par des levés topographiques) nous déterminons toutes les données nécessaires concernant l'implantation de l'ouvrage.

II.2. Situation géographique du site

II.2.1.Situation géographique de la wilaya

La wilaya de Ghardaïa (qui est en même temps chef-lieu de la Wilaya) se trouvant à 600 km au sud de la capitale d'Alger.

Administrativement la commune de Ghardaïa est limitée :

- Au Nord par la Wilaya de Laghouat
- Au Nord Est par la Wilaya de Djelfa
- A l'Est par la Wilaya d'Ouargla
- Au Sud par la Wilaya de Tamanrasset
- Au Sud-Ouest par la Wilaya d'Adrar
- A l'Ouest par la Wilaya d'El-Bayadh

Cette vaste wilaya s'étend sur une superficie de 84 660,12 km² et se compose de 9 daïras et 13 communes.

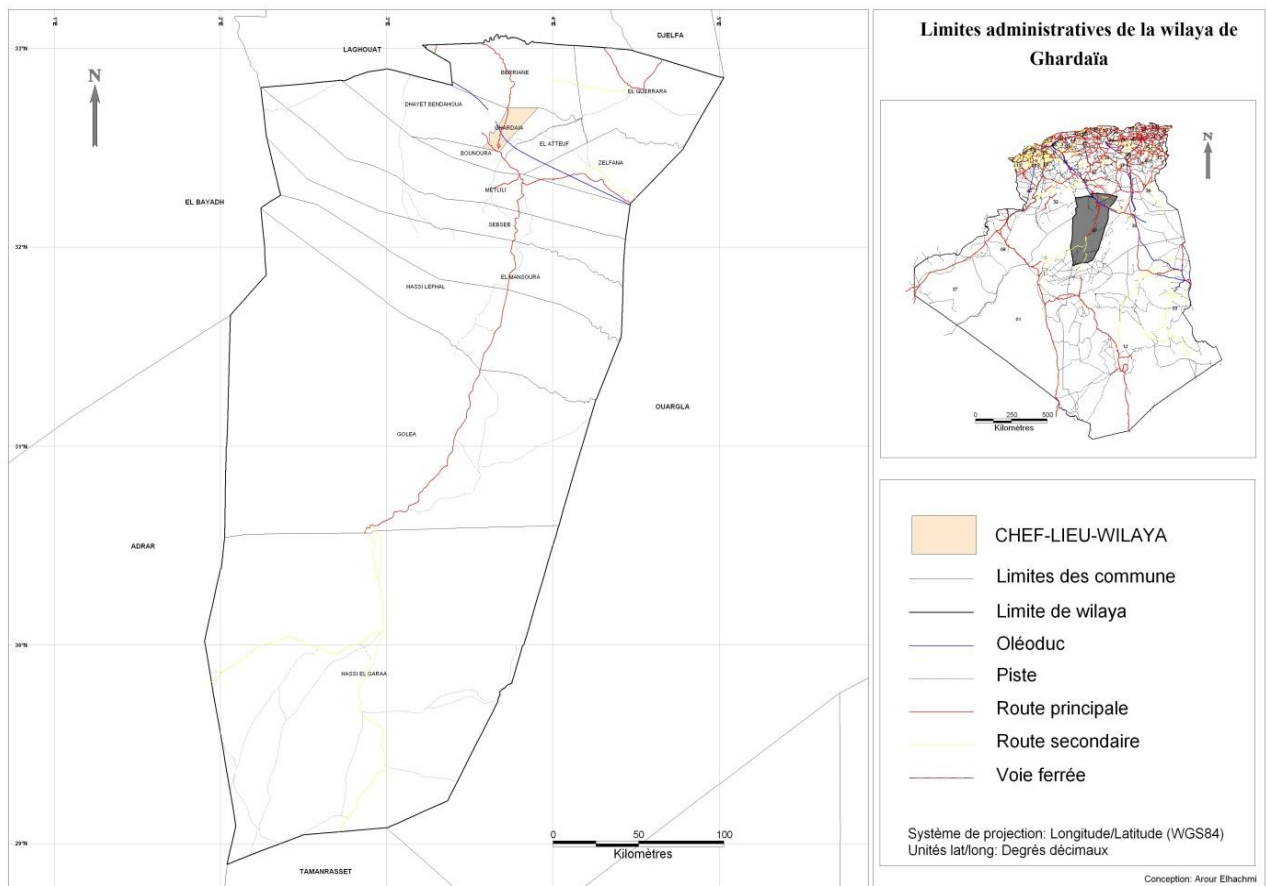


Figure II.1 Limites administratives de la wilaya de Ghardaïa. Ech : 1/100.000^e

II.2.2.Situation géographique de la zone d'étude

L'oued Touzouz est un affluent de l'oued M'Zab se site au nord-ouest de la commune de Ghardaïa, le site de la digue de Touzouz sur l'oued, se trouve à 2 ou 3 km environ au nord-ouest du chef-lieu de commune de Ghardaïa.

L'accès au site est possible par la route qui relie la commune de Ghardaïa avec la daïra Daya-Ben-Dahoua en passant par Touzouz. La digue située sur environ 700 m de la route sur son côté gauche.

Les coordonnées UTM (Universel Transverse Mercator) du site extraites de la carte topographique au 1/50.000^e sont données ci-après :

$$X = 559\,300 \text{ m}$$

$$Y = 3\,597\,300 \text{ m}$$

Z = 505 m.NGA

II.2.3.Caractéristique morphologique du site

La cuvette contrôlée par la digue est extrêmement plane, presque totalement comblée par les apports solides de l'oued qui sont de nature généralement sableuse.

II.3. Situation géologique

L'étude géologique permet de déterminer la nature des terrains sur lesquels la digue est construite. Elle constitue principalement à décrire la disposition et les caractéristiques des formations géologiques.

II.3.1. Géologie générale

La région de Ghardaïa est située principalement dans les formations de calcaires massifs du Turonien. Celles-ci sont parfois recouvertes par les sédiments du Sénonien moyen, constituant fréquemment des buttes témoins de faible extension qui se détachent à l'horizon : elles sont constituées d'une carapace calcaire surmontant des marnes gypseuses souvent recouvertes par leurs produits d'altération.

II.3.2. Géologie de site

Les faciès rencontrés sont les suivantes :

- Les calcaires du Turonien
- Les alluvions sablo-limoneuses

a. Les calcaires du Turonien

Ces calcaires recouvrent l'ensemble de la région avec une morphologie tabulaire tout à fait monotone. Ils sont tantôt bruns, tantôt clairs à l'affleurement, mais toujours blancs à la cassure. Massifs et très résistants, l'épaisseur des bancs est généralement de l'ordre du mètre avec parfois des bancs plus épais (2-2.5m).

b. Les alluvions sablo-limoneuses:

Cet horizon surmonte les alluvions grossières. Son épaisseur varie de quelques centimètres à 2 mètres au maximum. Il est constitué parfois de sable propre roux, parfois de sable limoneux légèrement caillouteux de couleur brun à roux.

Ce matériau est totalement pulvérulent, la fraction argileuse étant très faible sinon inexistante.

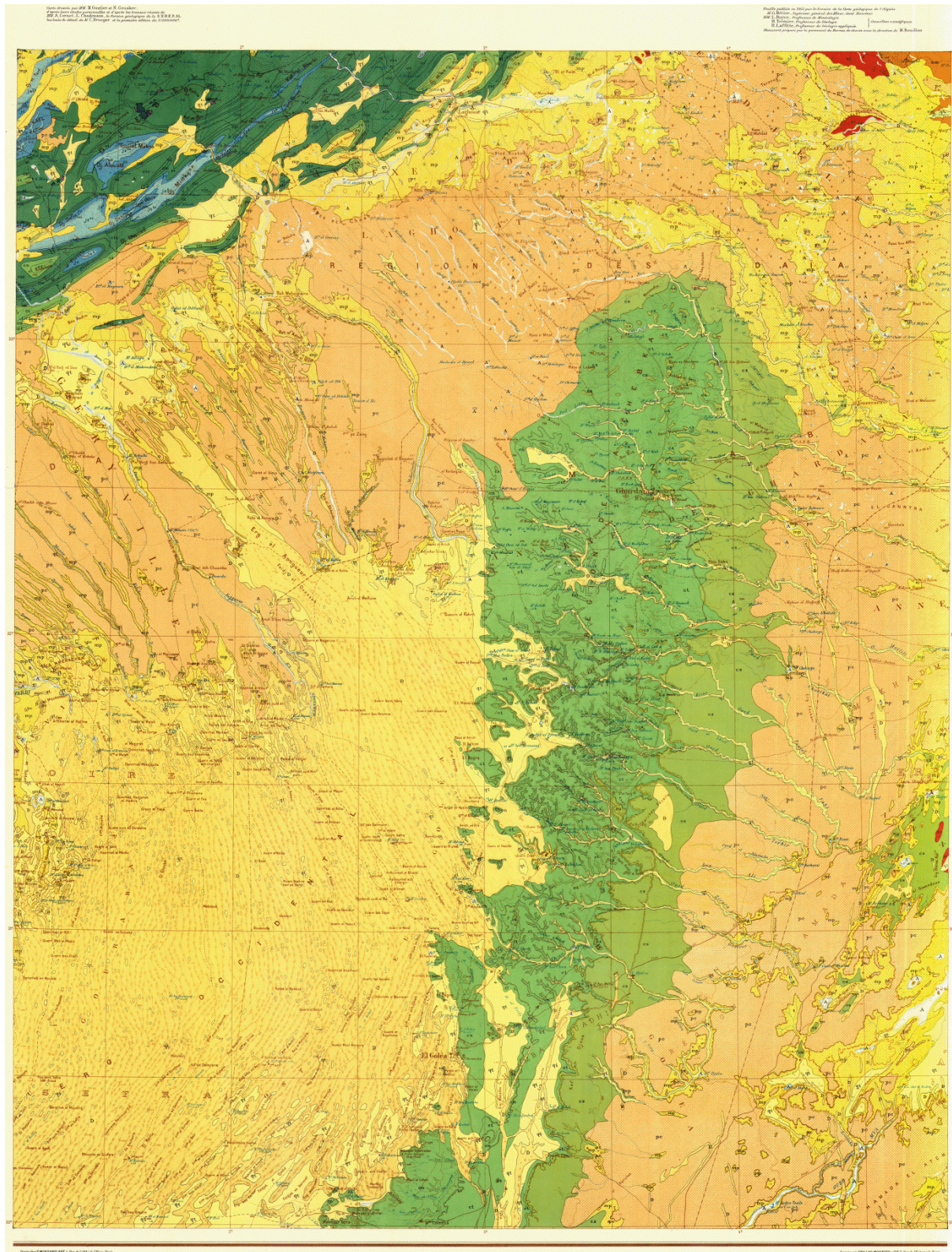
II.3.3. Géologie de la cuvette

La cuvette de cette digue se développe dans les mêmes termes et avec les mêmes faciès que ceux du site.

Les calcaires, surmontés par les alluvions sablo-limoneuses se retrouvent sur toute l'étendue de la cuvette avec la même morphologie et la même structure.

II.3.4. Stabilité

Aucune instabilité majeure n'est relevée aussi bien sur le site que dans la cuvette. Ceci trouve son explication dans la morphologie, la structure géologique ainsi que dans la nature des formations rencontrées.



d'Alger)

figureII.2 E



Figure II.3 : Extrait de la légende de la carte géologique de la wilaya de Ghardaïa à l'échelle 1/500.000^e (ANRHd'Alger)

II.3.5. Sismicité

L'activité sismique en Algérie est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaines et eurasiennes, en mouvement compressif permanent.

Le niveau de risque sismique considéré comme acceptable en Algérie a été établi et intégré dans les prescriptions réglementaires contenues dans le R.P.A (règles parasismiques Algériennes) en prenant en considération deux types de secousses possibles (séisme majeur et séisme modéré) et des groupes d'usage des ouvrages qui sont classés de 1 à 3 en fonction de l'importance décroissante qu'il présente pour la vie économique et sociale de la communauté.

D'après le règlement parasismique Algérien notre zone d'étude appartient à la zone 0.

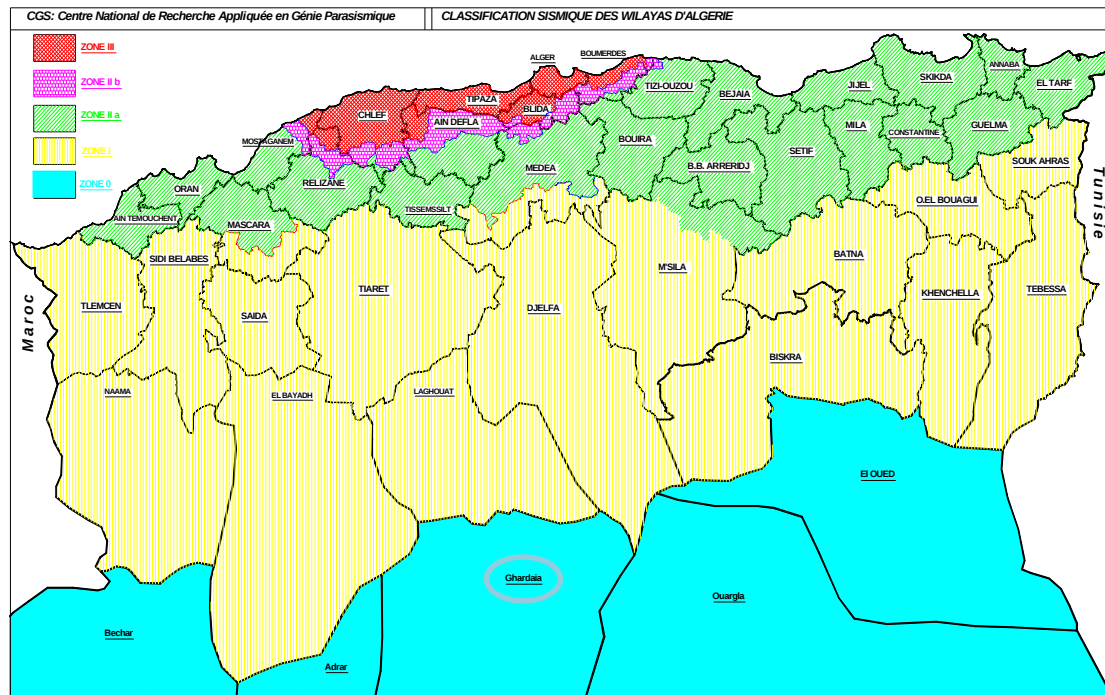


Figure II.4 Carte de zonage sismique du territoire algérien (RPA 99-Version 2003)

II.4. Situation géotechnique

L'étude géologique ne permet pas de définir les caractéristiques et les comportements mécaniques et hydrodynamiques des sols, ce qui veut dire leur aptitude à fournir les matériaux nécessaires à la construction de la digue ou à constituer des fondations suffisamment stables et imperméables.

Il importe de procéder à des essais de mécanique des sols sur des échantillons in situ et/ou au laboratoire.

II.4.1. Travaux de reconnaissance effectués

Les travaux de reconnaissance effectués ont pour buts de reconnaître la fondation de la digue et de l'évacuateur de crue d'une part et d'étudier les matériaux de construction d'autre part.

Les travaux ci-dessous ont été effectués :

- 30 puits à la pelle mécanique d'une profondeur allant de 3 à 3.3 mètres de profondeur
- 20 pénétromètres dynamique allant soit au refus soit jusqu'à une dizaine de mètres de profondeur.
- Une série d'essais de laboratoire (physiques et mécaniques) effectués sur les échantillons prélevés dans les puits.

II.4.2. Analyse des résultats des travaux de reconnaissance

a. Résultats des puits de reconnaissance

Les puits de reconnaissance ont été repartis à l'amont (P1 – 24) et à l'aval (P25-P30) de la digue.

Les puits à l'amont rencontrent en général des sables limoneux parfois sur des épaisseurs importantes souvent > 2.5 m (P3, P5, P7, P10, P12, P13, P14, P16, P17, P18, P19, P20, PD1), ce qui correspond à la partie centrale de la vallée.

De part et d'autre on rencontre des encroulements calcaires très indurés et des marnes argileuses compactes.

Quelques passages d'alluvions grossières, surmontent parfois les niveaux sableux (P02, P10, P13, et P17).

Le niveau de la nappe n'a été rencontré dans aucun puits.

Les six puits réalisés à l'aval de l'axe de la digue (P25 – P30) rencontrent des sables limoneux, souvent lâches sous une très faible couche de terre végétale. La également, il n'y a pas de nappe aux profondeurs reconnues.

b. Résultats des essais géotechniques

Les échantillons prélevés dans les puits aussi bien dans la zone amont que dans la zone aval ont été soumis à toute une série d'essais géotechniques aussi bien physiques que mécaniques. **(Voir Annexe N°1)** Le tableau résume les résultats obtenus.

Granulométrie

Les courbes granulométriques montrent un fuseau relativement serré de matériaux constitués de sable fin et grossier avec parfois des graviers et rarement quelques cailloux dans des pourcentages parfois assez importants. Les puits Aval sont nettement plus fins avec un % de graviers très faible.

Le pourcentage des Inférieurs à $0,2\mu$ est important, localement très important. Il est en moyenne de 46% avec un maximum de 75,55 au P17 et un Minimum de 23,83 au P10.

Le % des inférieurs à 80μ est relativement faible. Il est au max de 48% au P30 et au minimum de 5,9 au P25 avec une moyenne de 23,22%. Ceci dénote une partie fine généralement faible à très faible.

Densité :

La densité de ces matériaux est assez élevée. La densité humide et sèches sont très proches et varient autour de $1,91 \text{ g/cm}^3$.

Teneur en eau :

Celle-ci est dans tous les cas très faible. Elle ne dépasse pas les 12 % avec une moyenne de 3,30% et une valeur la plus basse de 0,4 %.

Limites d'Atterberg :

Les limites d'Atterberg montrent des sols de nature sablo limoneux inorganiques de catégorie CL à faible plasticité et faible compressibilité avec un indice de plasticité qui varie de 2,06 à 15,94% pour une moyenne de 7,86. A l'état naturel, ces matériaux sont à l'état dur avec un I_c toujours supérieur à 1.

Essais Proctor

Cet essai donne des valeurs de densité max élevées de l'ordre de 1.92 en moyenne pour une teneur en eau optimale moyenne de 9.63. Comparée à la teneur en eau naturelle, il faudra arroser fortement ces matériaux pour gagner environ 6 point de teneur en eau.

Essais de cisaillement

Les valeurs obtenues sont très proches quelque soit le type d'essai car le teneur en eau est relativement faible.

En CD la cohésion est faible, ce qui est normale pour des matériaux à forte composante grossière tandis que l'angle de frottement est moyen. Il oscille autour d'une valeur moyenne de 16.15°

Œdomètres

Les résultats des œdomètres ne nous semblent pas cohérents avec les essais d'identification. Ils ont été effectués sur la fraction la plus fine après écrêtement des éléments grossiers qui sont à forte proportion.

Perméabilité

Les résultats des perméabilités mesurées montrent des sols perméables avec des k qui varient de $(2,1 \cdot 10^{-2} \text{ à } 8,6 \cdot 10^{-4} \text{ m/s})$

Analyse chimique

Les résultats portés dans le tableau ci-dessous révèlent des sols à faible à très faible agressivité chimique

Tableau II.1 Résultats des analyses chimiques

puits ,	Profondeur	Sulfates	Chlorures
N°	(m)	M g/Kg	%
P01	1,50 - 2,00	Néant	0,1947
P03	1,50 - 2,00	Trace	0,2270
P06	1,00 - 1,50	Néant	0,1823
P09	1,50 - 2,00	Néant	0,1936
P21	1,00 - 1,50	Néant	0,2003
P24	1,00 - 1,50	Trace	0,2364
P25	1,50 - 2,00	Trace	0,2635

c. Résultats des essais au pénétromètre

Vingt essais au pénétromètre ont été réalisés. Ils sont repartis comme suit :

- ✓ Sur le corps de la digue :

Pt1, Pt3, Pt5, Pt7, Pt9, Pt11, Pt13, et Pt15

Les courbes de ces essais montrent un refus très rapidement atteint entre 2 et 3 m de profondeur, excepté pour le PDL N°1 qui situé sur l'extrémité de la rive droite, qui ne montre des valeurs de résistance à la pointe qu'au-delà de 4 mètres.

✓ Au pied amont :

Pt2, Pt4, Pt6, Pt8, Pt10, Pt12 ; Pt14, et Pt16

La également les valeurs de résistance à la point sont élevées, ce qui montre la forte consistance de ces terrains. Les refus sont obtenus aux profondeurs situées entre 1 et 3.4 m excepté toujours sur le PDL N°2 situés à l'extrémité RD face au PDL1. Le refus n'est obtenu qu'à 6.8 m alors que les valeurs remontent très fort vers 3.2 m

✓ Sur le seuil de l'évacuateur

Pt17, Pt18 ; Pt19, et Pt20

Les pénétromètres réalisés sur l'axe de cet ouvrage montrent des refus très précoce situés autour de 1.2 m avec des valeurs de résistance à la point très élevées des les premier 50 cm. Ceci est révélateur de la portance de ces sols. Les puits réalisés à proximité de ces pénétromètres confirment cela par la présence d'encroutement carbonatés indurés autour de 1 de profondeur.

Conclusion

La présente étude montre :

Une fondation des caractéristiques mécaniques suffisantes pour supporter les faibles contraintes imposées par la future digue après excavation du premier mètre de matériaux décomprimés.

Le seuil de l'évacuateur pourra être posé au-delà du premier mètre de matériaux qui devront naturellement êtres excavés.

Les matériaux fin de construction sont disponibles aussi bien à l'amont qu'à l'aval dans des quantités largement suffisantes.

Les enrochements devront être approvisionnés dans les carrières environnantes.

Les matériaux supplémentaires devront être poussées vers la rive gauche afin d'ériger une petit digue qui permettra de protéger les habitations qui empiètent actuellement sur l'ancienne cuvette de la digue de Touzouz

D'après les résultats obtenus à partir des sondages et des puits de reconnaissance réalisés au niveau du site, on peut dire qu'il s'agit d'un site représentant des caractéristiques géologiques et géotechniques favorables pour la fondation d'une digue.

Donc on peut conclure que le site du barrage est faisable du point de vue topographique, géologique et géotechnique.

œChapitre IIIœ

Etude hydrologique

Introduction

Le présent chapitre a pour but de déterminer toutes les caractéristiques hydrologiques de l'oued Touzouz en utilisant des données hydrologiques afin d'obtenir un bon dimensionnement de la digue.

Dans l'étude hydrologique, on devra considérer :

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

III.1. Etude des caractéristiques morpho-métriques du bassin versant

Le bassin versant de l'oued Touzouz se situe au sud à 600 Km de la côte méditerranéenne. C'est un sous bassin de l'oued Mزاب, lequel prend naissance au Nord-Ouest de la ville de Ghardaïa.

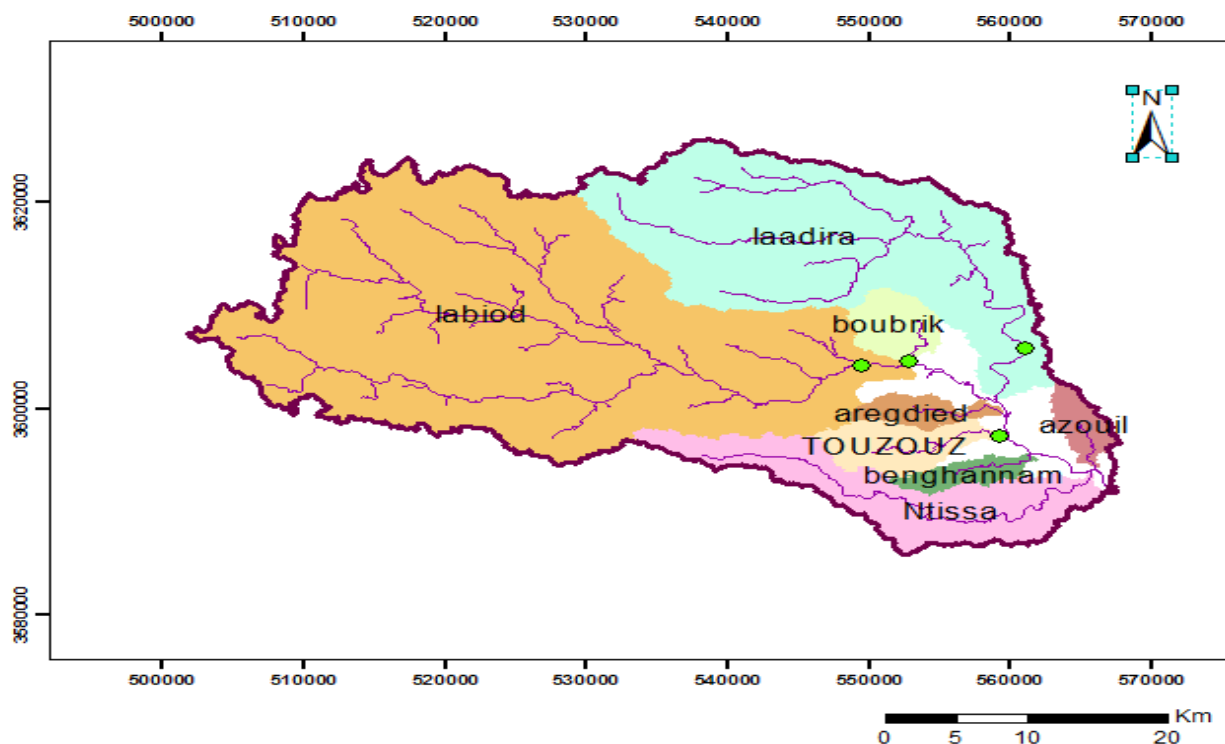


Figure III.1 Sous bassins versants de Oued m'zab.

III.1.1. Délimitation du bassin versant

Le bassin versant est caractérisé par un contour suivant la ligne conventionnelle de partage des eaux, dont la totalité de sa surface est drainée par le cours d'eau principal.

La Figure III.2 représente la délimitation du bassin versant d'oued Touzouz. Il se caractérise par un relief relativement plat avec un dense réseau hydrographique, ce dernier, est constitué de deux principaux oueds, en l'occurrence «l'oued Touzouz » qui est l'oued principal et «Chaabet ben Lethem » qui se jettent dans le cours d'eau principal.

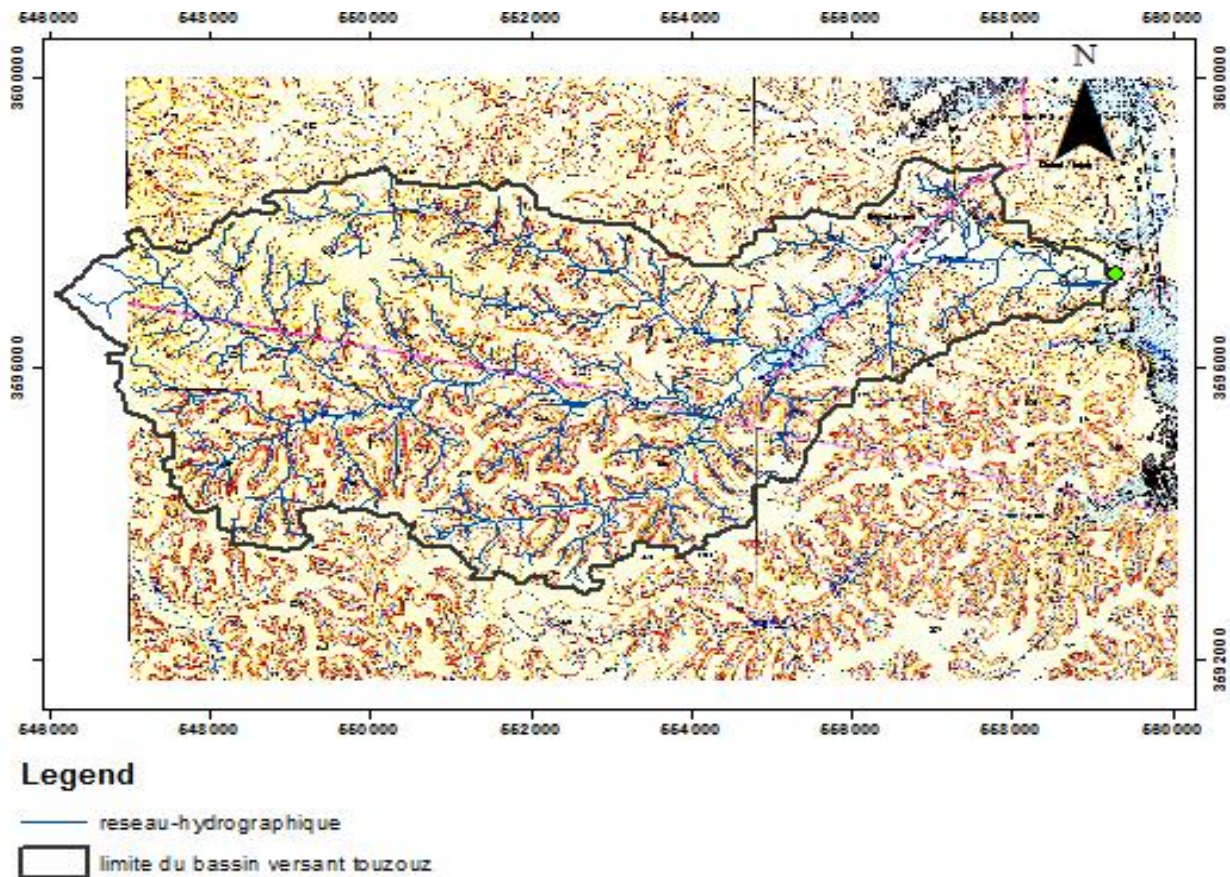


Figure III.2 Bassin versant avec réseau hydrographique de l'Oued de Touzouz Ech : 1/50.000^e

III.1.2. Caractéristiques géométriques du bassin versant

Sur la carte d'état-major de Ghardaïa à l'échelle 1/50.000

La surface du bassin versant est : $S = 45.17 \text{ km}^2$

La longueur du thalweg principal soit : $L = 16.02 \text{ km}$

Le périmètre P du bassin versant est : $p = 40.26 \text{ Km}$

III.1.3. Caractéristiques de forme

a. Indice de compacité de Gravelius K_c

Appelé aussi indice de forme, cet indice caractérisant la forme du bassin versant est le rapport entre le périmètre du bassin P et la circonférence du cercle P_c de rayon R ayant la même superficie S que bassin.

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

soit :

$$K_c = \frac{p}{p_c} = \frac{p}{2\pi R} \quad \text{avec} \quad s = \pi R^2 \quad \text{et} \quad R = \sqrt{\frac{s}{\pi}} \dots\dots\dots (III.1)$$

$$k_c = \frac{p}{2\pi\sqrt{\frac{s}{\pi}}} = \frac{\sqrt{\pi}}{2\pi} * \frac{p}{\sqrt{s}} = 0.28 \frac{p}{\sqrt{s}} \dots\dots\dots (III.2)$$

Où :

K_c : Indice de compacité de Gravelius ;

S : surface du bassin versant [km²] ;

P : périmètre du bassin [km].

A.N :

$$k_c = 0.28 * \frac{40.26}{\sqrt{45.17}} \rightarrow k_c = 1.68$$

K_G > 1 donc c'est un bassin versant de forme allongée

b. Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation suivante :

$$k_p = \frac{L^2}{s} \dots\dots\dots (III.3)$$

Où :

K_p : coefficient d'allongement;

S : surface du bassin versant [km²] ;

L : longueur de cours d'eau principale [km].

A.N :

$$k_p = 5.68$$

c. Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravelius

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions L et l'ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants entre eux de points de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotes.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$p = 2 * (L + l) \quad \text{et} \quad s = l * L \dots\dots\dots (III.4)$$

La longueur L et la largeur l en Km sont données par la résolution de P et S :

$$k_c = 0.28 \frac{p}{\sqrt{s}} \dots\dots\dots (III.5)$$

On obtient une Equation de 2ème degré admet deux solutions L_r ; l_r :

$$L, l = k_c * \frac{\sqrt{s}}{1.128} \left(1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{k_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (III.6)$$

Avec

L_r : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km)

A.N :

$$L_r = 17.56 \text{ km}$$

$$l_r = 2.57 \text{ km}$$

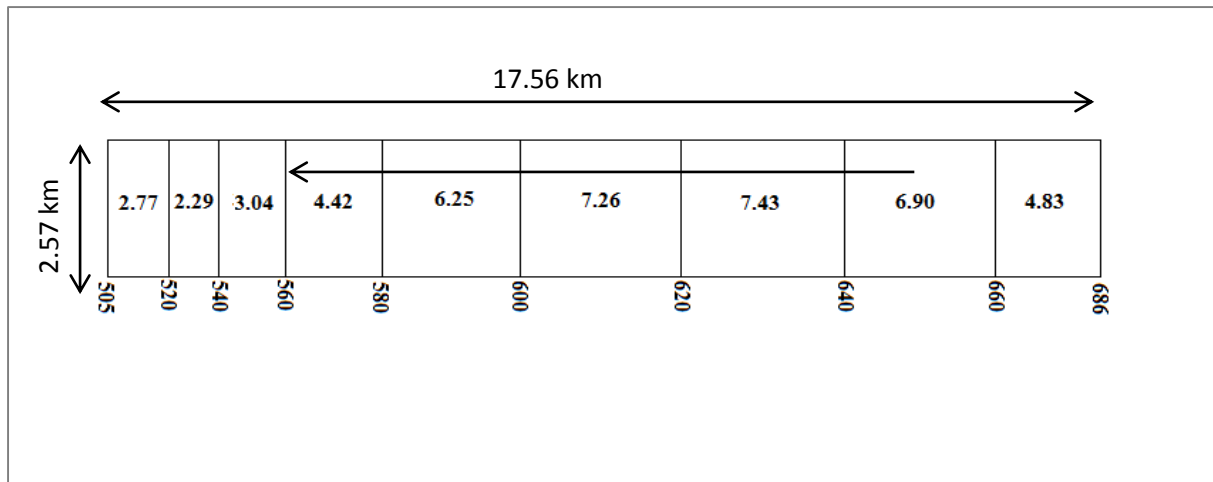


Figure III.3 Représentation du rectangle équivalent du bassin versant Ech : 1/250

III.1.4. Paramètres du relief

Le relief est un facteur essentiel, il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation. C'est un élément capital dans le comportement hydrologique d'un bassin. est caractérisé par : la courbe hypsométrique, L'altitude moyenne, L'indice de pente globale I_g , l'indice de pente roche I_p , l'indice de pente moyenne du bassin versant I_m , densité de drainage D_g .

Notre but recherché est la détermination de la classe de relief.

a. 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.

Cette courbe hypsométrique peut aussi servir de référence pour les valeurs de H_5 et H_{95} dans le calcul d'indice global d'un bassin versant.

Tableau N°III.1 la répartition des surfaces en fonction des côtes.

Altitudes (m.N.G.A)	H _i (m)	Surfaces				H _i * S _i (m.km ²)
		partielle		cumulée		
		S _i (km ²)	S _i (%)	S _i (km2)	S _i (%)	
505-520	512.5	2.77	6.13	2.77	6.13	1419.22
520-540	530	2.29	5.06	5.06	11.19	1211.67
540-560	550	3.04	6.72	8.09	17.91	1669.35
560-580	570	4.42	9.78	12.51	27.69	2518.06
580-600	590	6.25	13.83	18.75	41.52	3685.08
600-620	610	7.26	16.08	26.02	57.60	4430.15
620-640	630	7.43	16.45	33.44	74.04	4679.80
640-660	650	6.90	15.28	40.35	89.32	4486.58
660-686	673	4.83	10.69	45.17	100.00	3248.30
somme		45.17	100.00			27348.20

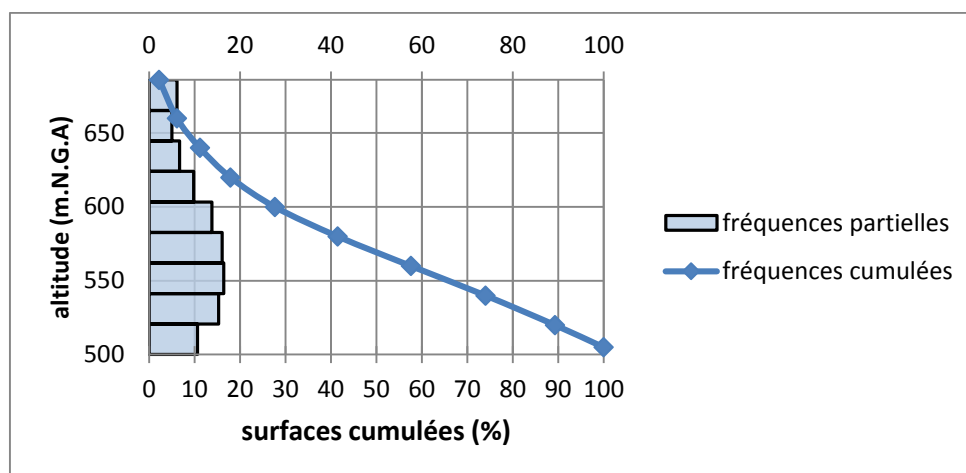


Figure III.3 Courbe hypsométrique

b. Les Altitudes

b.1. 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 on a :

$$H_{50\%} = 580 \text{ m.}$$

b.2. Altitude moyenne

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

Elle est Définie comme suit :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S} \dots \dots \dots (III.7)$$

Où :

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

S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km^2] ;

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

S : superficie totale du bassin versant [km^2].

A.N :

$$H_{moy} = 605.40 \text{ m}$$

Tableau N°III.2 Détermination des altitudes

Altitude	Valeur (m).NGA
H moyenne	605.4
H médiane	580
$H_{95\%}$	512
$H_{5\%}$	664
$H_{\max}$	686
$H_{\min}$	505

c. Indices de pentes

c.1. Indice de pente globale

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

L'indice de pente global sera :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots \dots \dots (III.8)$$

Où :

L : la longueur du rectangle équivalent ;

A.N :

$$I_g = 0.87 \%$$

c.2. Indice de pente de rocher 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 :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^n \sqrt{A_i * D_i} \dots \dots \dots (III.9)$$

Où :

L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

Tableau N°II.3 Détermination de la pente de Roche I_p

$H_i - H_{i-1}$	d	S_i km	$A_i = S_i/S$	racine ($A_i * d_i$)
505-520	15	2.77	6.13	9.59
520-540	20	2.29	5.06	10.06
540-560	20	3.04	6.72	11.59
560-580	20	4.42	9.78	13.99
580-600	20	6.25	13.83	16.63
600-620	20	7.26	16.08	17.93
620-640	20	7.43	16.45	18.14
640-660	20	6.90	15.28	17.48
660-686	26	4.83	10.69	16.67
somme		45.17	100.0	132.08

A.N :

$$I_p = 0.996 \%$$

c.3. Indice de Pente moyenne I_m

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots \dots \dots (III.10)$$

A.N :

$$I_{pm} = 1.03 \%$$

d. Pente moyenne de bassin versant I_m

$$I_m = \frac{\Delta H * (0.5L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + \dots + 0.5L_n)}{\sqrt{S}} \dots \dots \dots (III.11)$$

Où :

 I_m : pente moyenne [%] ; L_i : longueur totale de courbes de niveau [km] ; ΔH : équidistance entre deux courbes de niveau [m] ; S : surface du bassin versant [km²].

A.N :

$$I_m = 484.03 \text{ m/km}$$

Classification du relief

Pour la classification du relief, celle de ORSTOM sera prise comme référence, elle est Donnée dans le tableau suivant.

Tableau N°III.4 Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global.

relief		Valeur de I_g
1	Très faible	$I_g < 0,002$
2	Faible	$0,002 < I_g < 0,005$
3	Assez faible	$0,005 < I_g < 0,01$
4	Modéré	$0,01 < I_g < 0,02$
5	Assez modéré	$0,02 < I_g < 0,05$
6	Fort	$0,05 < I_g < 0,1$
7	Très fort	$0,05 < I_g$

$I_g = 0.0087$ Donc, on déduit d'après le tableau précédant que notre relief est **Assez Faible**.

III.2. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant**III.2.1. Le réseau hydrographique**

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

Dans cette classification de SCHUM est considéré ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x).

Dans notre bassin versant d'oued Touzouz, le cours d'eau principal est de l'ordre 5. Le réseau hydrographique est représenté dans la **figure III.4**.

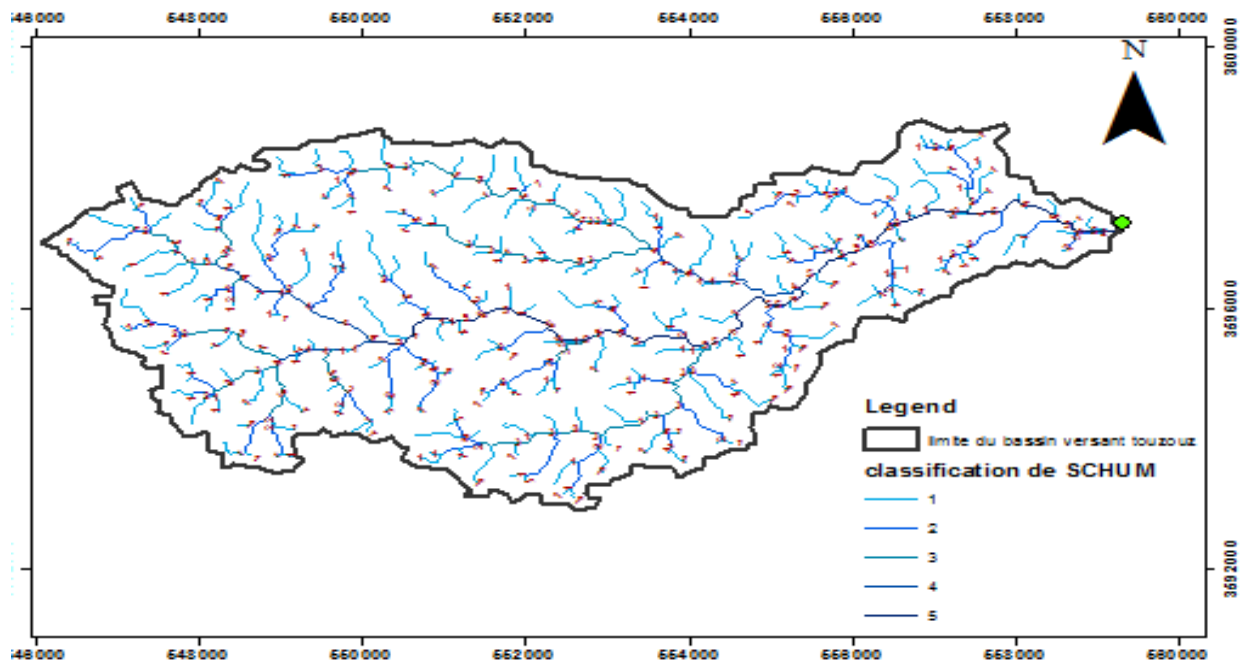


Figure III.4 Réseau hydrographique selon SCHUMM Ech :1/50.000^e

Tableau N°III.5 Classification, nombre de cours d'eau et leur longueur

Ordre	Nombre	Longueur (km)
1	415	0.21
2	173	34.88
3	100	19.44
4	47	6.42
5	114	12.65

III.2.2. Profil en long de l'oued

Ce profil est tracé à partir de la courbe topographique en tenant compte de l'altitude et de la longueur du cours d'eau.

III.2.3. Pente moyenne du cours d'eau principal I_c

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés du cours d'eau principal. Elle est donnée par la formule suivante.

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots \dots \dots (III.12)$$

Où :

I : pente moyenne du cours d'eau [m/m].

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

ΔL : distance entre ces deux points (km).

A.N :

$$I_c = 0.975 \%$$

III.2.4. Densité de drainage

Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs « L_i » du bassin versant, à la surface totale « S ». Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du

chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en km/km². Elle est donnée par la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots \dots \dots \text{(III.13)}$$

Où :

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].

A.N :

$$D_d = 1.63 \text{ Km/Km}^2$$

III.2.5. Coefficient de torrentialité C_t

C'est un coefficient qui tient compte à la fois de la densité des thalwegs élémentaires par la densité de drainage :

$$C_t = F_1 * D_d \dots \dots \dots \text{(III.14)}$$

Où :

D_d : la densité de drainage.

S : Surface du bassin versant.

F_1 : densité de talwegs élémentaires.

Tel que :

$$F_1 = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{S} \dots \dots \dots \text{(III.15)}$$

Où :

N : Nombre des talwegs d'ordre 1.

A.N :

$$\sum N_i = 415$$

$$F_1 = 9.19 \text{ talweg/km}^2$$

$$C_t = 14.97$$

III.2.6. Temps de concentration

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire. il existe plusieurs formules. Dans le contexte algérien et pour les grands bassins versants, il peut être notamment calculé par les formules suivantes :

a. Giandotti

Cette formule a été éprouvée en Afrique du Nord et paraît fournir une bonne valeur du temps de concentration pour les grands et moyens bassins.

$$t_c = \frac{4*\sqrt{S} + 1.5*L_{cp}}{0.8*\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots \dots \dots \text{(III.16)}$$

Où :

S : Surface du bassin versant en [Km²] .

L_{cp} : longueur du talweg principale en [Km].

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

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

A.N :

$$T_c = 6.35 \text{ heures}$$

b. BASSO

Le temps de concentration est calculé comme suit :

$$T_c = 0.067 * \frac{L_p^{1.115}}{(H_{\text{max}} - H_{\text{min}})^{0.385}} \dots \dots \dots \text{(III.17)}$$

Où :

T_c : temps de concentration en Heures ;

L_p : longueur du thalweg principal (Km) ;

H_{min} : altitude minimal (Km);

H_{max} : altitude maximal (Km).

A.N :

$$T_c = 2.85 \text{ heures}$$

c. KIRPICH

Le temps de concentration par la méthode de KIRPICH est calculé comme suit :

$$T_c = 32.5 * 10^{-5} * L^{0.77} * I^{-0.385} \dots \dots \dots \text{(III.18)}$$

Où :

L : longueur du thalweg principal (m)

I : Dénivelée = $(H_{\text{max}} - H_{\text{min}}) / L$ (m/m)

A.N :

$$T_c = 3.16 \text{ heures}$$

d. PASSINI

$$T_c = 0.108 * \frac{(S * L)^{1/3}}{I^{1/2}} \dots \dots \dots \text{(III.19)}$$

Où :

S : Surface du bassin versant en [Km²] .

L_p : longueur du talweg principale en [Km].

I_m : pente moyenne de bassin versant (m/m).

A.N :

$$T_c = 1.39 \text{ heures}$$

e. CALIFORNIA

$$T_c = \left(\frac{0.87 * L^3}{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}} \right)^{0.386} \dots \dots \dots \text{(III.20)}$$

Où :

L_p : longueur du thalweg principal (Km) ;

H_{min} : altitude minimal (Km);

H_{max} : altitude maximal (Km).

A.N :

$$T_c = 3.19 \text{ heures}$$

Les résultats de différentes méthodes sont présents dans le Tableau suivant :

Tableau N°III.6 Les résultats de différentes méthodes pour la détermination de Tc

la Formule	Tc (H)
GIANDOTTI	6.35
BASSO	2.85
KIRPICH	3.16
PASSINI	1.39
CALIFORNIA	3.19

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal et les paramètres géométriques du bassin, nous proposons d'adopter la valeur **Tc=3.19 heures** calculé par la formule de **CALIFORNIA**, car elle nous donne une valeur plus proche de la moyenne.

III.2.7. Vitesse de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \dots \dots \dots (III.21)$$

Où :

L : Longueur de talweg principal en [Km];
T_c : temps de concentration en [heure].

A.N :

$$V_R = 5.02 \text{ km/h}$$

Tableau N°III.7 Tableau récapitulatif des caractéristiques hydro-morpho-métriques du bassin versant.

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km²	45.17
Périmètre		P	km	40.26
Longueur du thalweg principal		L	km	16.02
Pente moyenne du cours d'eau principal		I_c	%	0.975
Indice de compacité		K_C	-	1,68
Coefficient d'allongement		K_p	-	5.68
Rectangle équivalent	longueur	L_r	km	17.56
	largeur	l_r	Km	2.57
Altitudes	maximale	H_{max}	m	686
	moyenne	H_{moy}	m	605.4
	médiane	H_{med}	m	580
	minimale	H_{min}	m	505
Indice de pente de Roche		I_p	%	0.996
Indice de pente globale		I_g	%	0.87
Indice de pente moyenne		I_{pm}	%	1.03
pente moyenne de bassin versant		I_m	m/km	484.03
Densité de drainage		D_d	Km/Km²	1.63
Coefficient de torrencialité		C_t	-	14.97
Temps de concentration		T_c	h	3.19
Vitesse de ruissellement		V_r	Km/h	5.02

III.3. Caractéristiques climatiques

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données concernant le climat. Les conditions climatiques au niveau du bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont : les précipitations avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température, le vent qu'ont une influence sur l'évaporation et la transpiration.

III.3.1. La température

Dans le tableau ci-dessous, sont regroupées les températures moyennes, maximales et minimales relevées à la station de Ghardaïa. Celles-ci peuvent à priori caractériser les températures dans la zone de l'étude.

Les variations des températures mensuelles au cours de l'année sont illustrées par le tableau ci-dessus. Les mois les plus chauds sont ceux de Juin, Juillet et Aout, avec un pic au mois de Juillet. Quant aux températures moyennes mensuelles, elles varient de 12°C pour le mois de Janvier à 32,25 °C pour le mois de Juillet.

Tableau N°II.8 La température de l'air au station météo de Ghardaïa (période : 2004-2013)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Max	16	18	22	25	30	36	39	38.5	33	26	20	17.5
Moy	12	14	17.75	21.5	26.75	31	32.25	30	24	18	13.5	11.75
Min	6	8	10	13.5	18	23.5	26	25.5	21.5	15	10	7

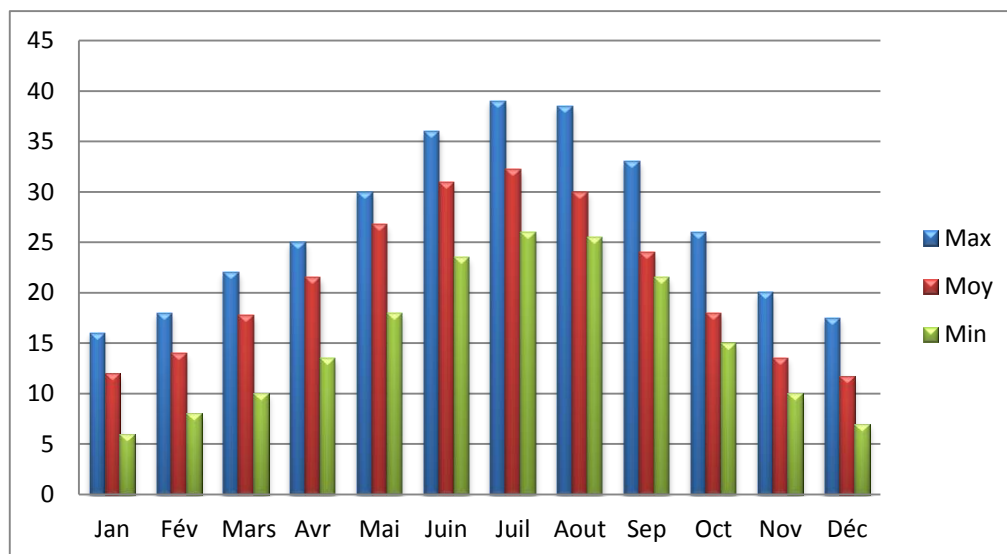


Figure III.5 Variation Températures de l'air mensuelles au station météorologique de Ghardaïa (période : 2004-2013).

III.3.2. le régime des vents

C'est un agent climatique influant directement sur le climat d'une région, en raison des dégâts qu'il cause, notamment sur l'agriculture.

Tableau N°III.9 Le vent aux stations météo de Ghardaïa (en 2013)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sept	Oct	Nov	Dés
Vent	24	22	28	24	29	20	26	29	32	20	17	20

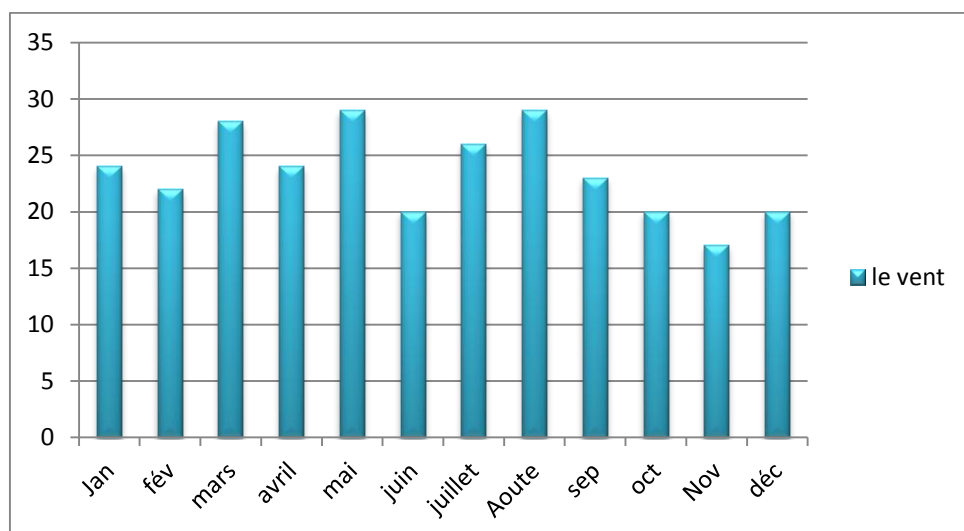


Figure III.6 Variation le vent mensuelles à la station météorologique de Ghardaïa (période : 2004-2013).

III.3.3. Humidité de l'air

Le degré hydrométrique de la zone d'étude est basé sur les données de la station de Ghardaïa. Le taux d'humidité de l'air est un paramètre important car il caractérise le pouvoir d'évaporation de l'air. En effet, moins l'air est saturé en humidité et plus le pouvoir évaporant est élevé.

Dans le tableau ci-dessous, sont regroupés les taux d'humidités moyennes, maximales et minimales relevées à la station de Ghardaïa.

Tableau N°III.10 L'humidité relative de l'air moyen mensuel à la station de Ghardaïa (2009 – 2013)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Max	70	66	48	52	50	40	35	40	52	60	70	70
Moy	55	51	38	39	36.5	30	25.5	29.5	39	46.5	54	54
Min	40	36	28	26	23	20	16	19	26	33	38	38

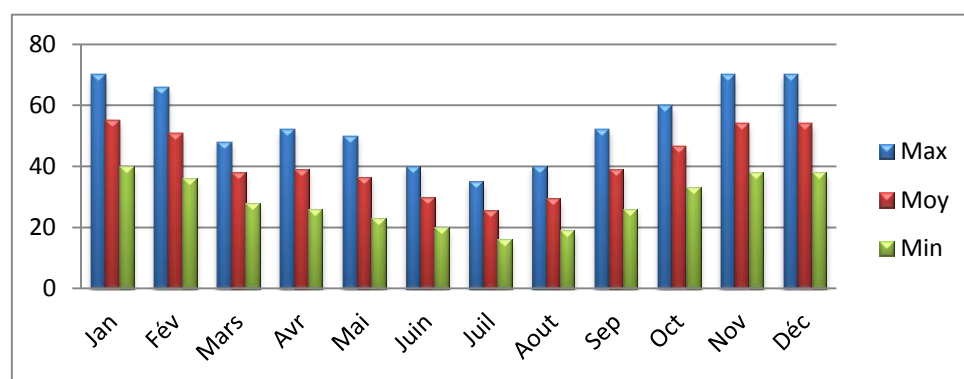


Figure III.7 Variations de l'humidité relative de l'air mensuelles au station météorologique de Ghardaïa (période : 2004-2013)

III.3.4. Evaporation

L'évaporation est très intense, surtout lorsqu'elle est renforcée par les vents chauds. Elle est de l'ordre de **2886 mm/an**, avec un maximum mensuel de **421.8 mm** au mois de Juillet et un minimum de **102.1 mm** au mois de Janvier.

Les valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau N°III.11 Evaporation aux stations météo de Ghardaïa.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sept	Oct	Nov	Dés
Evp (mm)	102	127,3	190,5	246,2	303	366	421,8	375	296,8	183	128	146

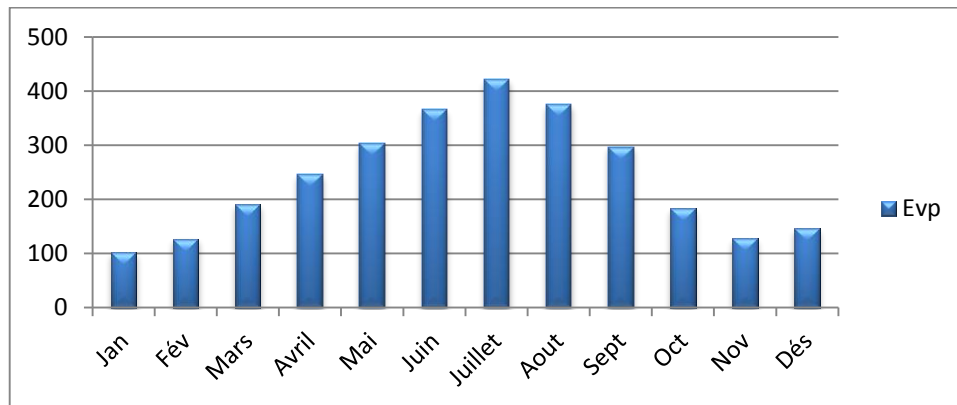


Figure III.8 Variation évaporation mensuelles au station m  t  rologique de Ghardaïa (période : 2004-2013).

III.3.5. La pluviométrie

Au niveau de la partie saharienne de l'Algérie, les données pluviométriques deviennent négligeables, par manque d'études récentes.

Sur la wilaya de Ghardaïa dans les conditions climatiques actuelles le cumul pluviométrique annuel moyen varie entre 32 mm à Hassi Gara au sud, et 103 mm à Berriane au nord de la wilaya.

Le bassin de l'oued Touzouz ne dispose d'aucune station hydrométrique. A cette raison les données pluviométriques utilisées sont de la station de Ghardaïa.

III.3.5.1. Pluie moyenne annuelle :

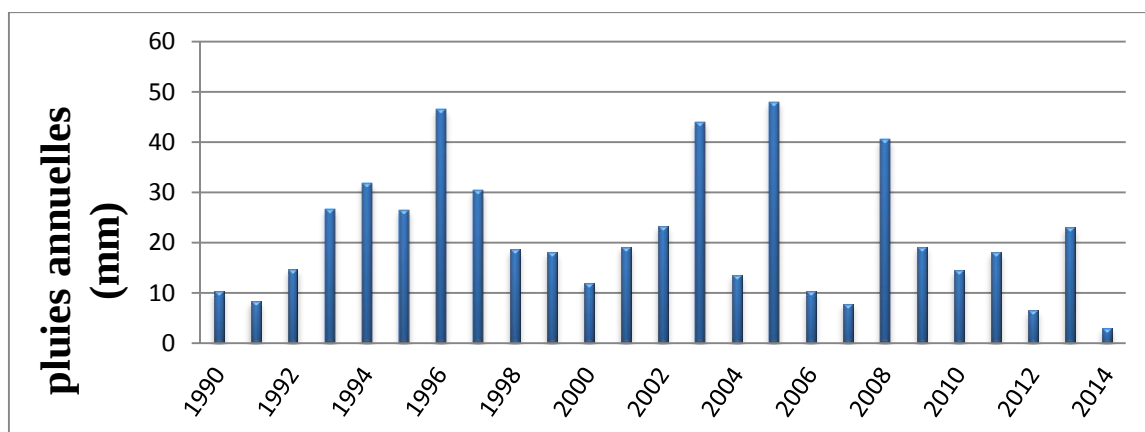


Figure III.9 Répartition annuelle des pluies

III.3.5.2. Pluies maximales journalières

La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelle a été établie sur la base de la série des précipitations à la station de GHARDAIA (1990/2014).

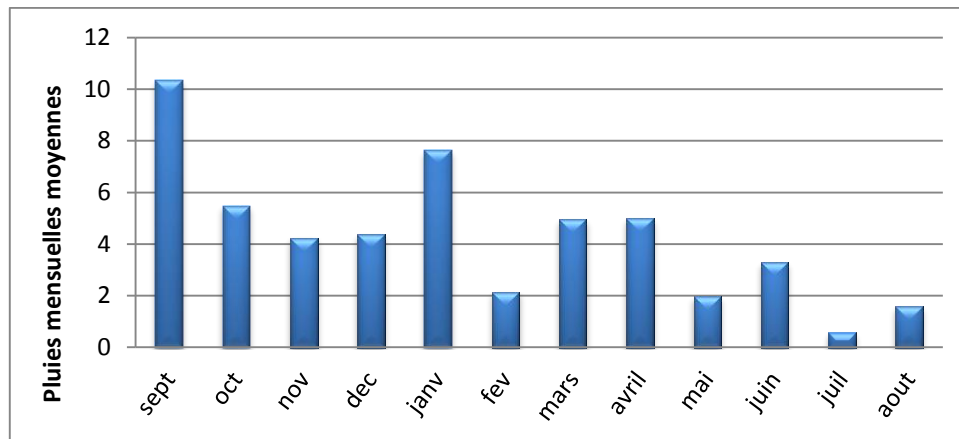


Figure III.10 Répartition mensuelle des pluies moyennes

III.4. Étude des précipitations

L'étude des précipitations revêt une importance capitale en hydrologie, puisqu'elle permet de caractériser le régime pluviométrique et son influence sur les crues, ce qui permet de mieux dimensionner les ouvrages hydrotechniques.

Cette étude est basée sur les données des stations pluviométriques, Ces données recueillies au niveau de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (A.N.R.H) se présentent sous forme de totaux mensuels et annuels ainsi que des pluies journalières maximales.

Le tableau ci-dessous donne les caractéristiques des stations pluviométriques prises en considération dans l'étude.

Tableau N°III.12 Caractéristiques de la station pluviométrique

Nom de la station	Code	X (km)	y (km)	Altitude (m)	Années d'observation
Ghardaïa	130427	32924	324100	497	1990/2014

L'étude des précipitations consistera à la détermination du débit moyen du Bassin versant. En outre, on déterminera les pluies fréquentielles de différentes périodes de retour, en passant par l'ajustement de la série aux différentes lois statistiques (Galton, Gumbel) et le choix de la loi adéquate. Ensuite, on déterminera les pluies de courtes durées.

III.4.1. Ajustement des pluies maximales journalières

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

Les caractéristiques des échantillons, les tests d'adéquation des deux lois sont calculés directement à partir du logiciel.

III.4.1.1. Ajustement à la loi Log normale (loi de GALTON)

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

$$F_{(x)} = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (II.22)$$

Avec :

$F(x)$: Fréquence au non dépassement.

$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}}$ la variable réduite de Gauss ; elle dépend de deux paramètres qui sont la moyenne $\overline{\ln x}$ et l'écart-type $\sigma_{\ln x}$, qui dans notre cas sont estimés par la méthode du maximum de vraisemblance.

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

$$\log P_{an; p\%} = \overline{\log P_{an}} + u_{p\%} \cdot \sigma_{\log P_{an}} \dots \dots \dots (III.23)$$

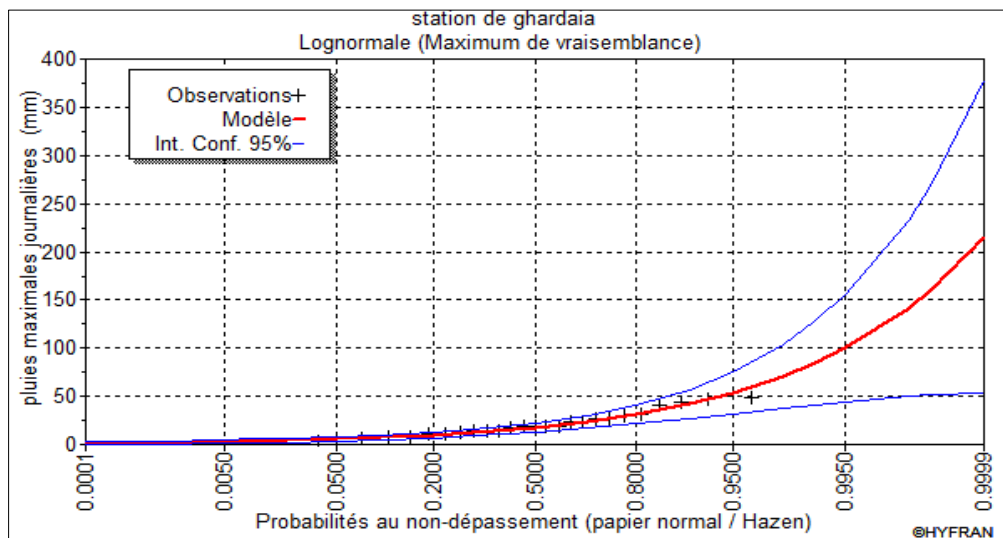


Figure III.11 Ajustement à la loi Log-Normale (Maximum de vraisemblance).

III.4.1.2. Ajustement à la loi doublement exponentielle (loi de Gumbel)

la fonction de répartition de la loi de Gumbel est :

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \dots \dots \dots (III.24)$$

Où :

$F(x)$: fréquence au non dépassement de la valeur de x .

α ; x_0 : coefficients d'ajustement

- x_0 est le paramètre de position.
- α est le paramètre d'échelle (gradex).

Par un changement de variable $y = \frac{x-x_0}{\alpha}$; la loi de Gumbel s'écrit :

$$F(y) = e^{-e^{-y}}$$

Où :

$y = \frac{x-x_0}{\alpha}$: est la variable réduite de Gumbel.

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

$$x = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \dots \dots \dots (II.25)$$

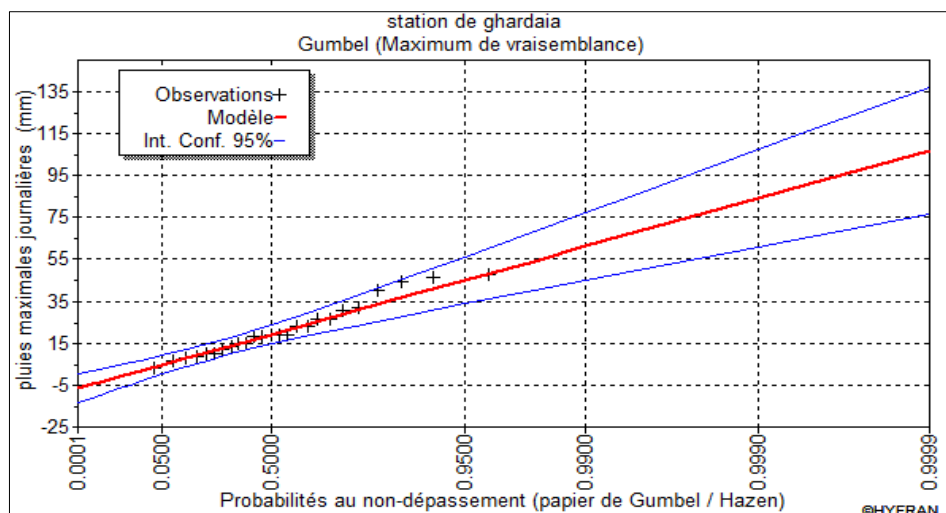


Figure III.12 Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance)

✓ Test d'adéquation pour les deux lois

On a choisi comme test d'adéquation de l'ajustement celui de Khi 2, qui est utilisé pour un seuil de signification $\alpha = 5\%$ et un nombre de degré de liberté $\gamma = K - 1 - m$,

Avec :

K : nombre de classe.

m : nombre de paramètre de la loi.

$$\chi_{cal}^2 = \sum_{i=1}^K \frac{(n_i - \mu_i)^2}{\mu_i} \dots \dots \dots (III.26)$$

Où :

n_i : nombre d'observation contenues dans la classe i ;

μ_i : nombre d'observation théoriques calculées dans la classe i avec $u > 5$;

χ^2 : variable aléatoire calculée.

On pose les deux hypothèses suivantes :

H0 : L'échantillon provient de la loi choisie ;

H1 : L'échantillon ne provient pas de la loi choisie.

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 % si $\chi_{calculé}^2 < \chi_{théorique}^2$

Ou :

$\chi_{théorique}^2$ est tiré de la table de χ^2 en fonction de γ et $\alpha = 5\%$.

Le tableau suivant donne les paramètres de test χ^2

Tableau N°III.13 paramètre de test de χ^2

La loi choisie	Degré de liberté γ	χ^2 calculé	χ^2 théorique
Log normale	4	1.6	6.15
Gumbel	4	1.6	6.15

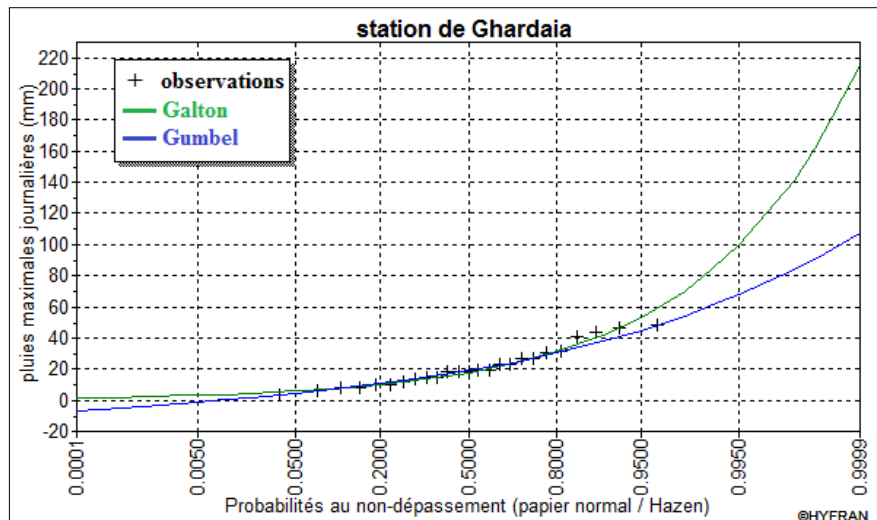


Figure III.13 Comparaison entre les deux graphiques d'ajustement

Les résultats de test montrent que la série s'ajuste aux deux lois.

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

III.4.1.3. Résultats d'ajustement à la loi choisie (log-normale)

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log-Normale « Galton » sont résumés dans le tableau (III.14) :

Nombre d'observation : $n = 25$.

Paramètres : $\mu = 2.8708$; $\sigma = 0.672754$

Quantiles : $q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement)
 $T = 1/(1-q)$ (période de retour)

Tableau N°III.14 Résultats de l'ajustement à la loi Log normale

Période de retour T (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Précipitation P_{jmax} (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	215	83	52.7 - 378
2000	0.9995	162	56	51.7 - 271
1000	0.999	141	46.4	50.2 - 232
200	0.995	99.9	28.4	44.3 - 155
100	0.99	84.4	22.2	40.9 - 128
50	0.98	70.3	16.9	37.1 - 103
20	0.95	53.4	11.2	31.5 - 75.3
10	0.9	41.8	7.66	26.8 - 56.8
5	0.8	31.1	4.89	21.5 - 40.7
3	0.6667	23.6	3.32	17.1 - 30.1
2	0.5	17.7	2.37	13.0 - 22.3

Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

Tableau N°III.15 Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0	3
Maximum	Aucun	48
Moyenne	22.1	21.4
Ecart-type	16.7	12.8
Médiane	17.7	18.6
Coefficient de variation (C _v)	0.757	0.597
Coefficient d'asymétrie (C _s)	2.7	0.793
Coefficient d'aplatissement (C _k)	18.3	2.39

III.4.2. Pluies de courte durée I.D.F (courbe Intensité_Durée_Fréquence)

La pluie de courte durée est utilisée pour l'estimation des crues. Le calcul des pluies de courtes durées pour différentes fréquences a été effectuée à l'aide de la relation de Body exprimée par:

$$p_{\max t ; P\%} = p_{\max j ; P\%} * \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots(III.27)$$

Où :

$P_{\max t ; P\%}$: Pluie d'une durée (t) pour une fréquence voulue (mm).

$P_{\max j ; P\%}$: Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm).

t : durée de la pluie (heures).

b : Exposant climatique (donnée)

Cet exposant dépend de la position géographique, déterminé à partir de la carte des isolignes de l'exposant climatique établi par K.BODY en Mai 1981.

On prend pour notre site : **b = 0.15**

D'où :

$$p_{\max t ; P\%} = p_{\max j ; P\%} * \left(\frac{t}{24}\right)^{0.15} \dots\dots\dots(III.28)$$

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

$$I = \frac{p_{\max t ; P\%}}{t} \dots\dots\dots(III.29)$$

Les précipitations et les intensités d'un pas de temps voulu pour une fréquence voulue sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau N°III.16 la pluie de courtes durées de différentes fréquences intensités de la pluie de courtes durées

Périodes de retour	10000 ans		1000 ans		100 ans		50 ans		20ans		10 ans		5 ans	
Fréquences	0.01		0.1		1		2		5		10		20	
-	$P_{\max j}=215(\text{mm})$		$P_{\max j}=141(\text{mm})$		$P_{\max j}=84.4(\text{mm})$		$P_{\max j}=70.3(\text{mm})$		$P_{\max j}=53.4(\text{mm})$		$P_{\max j}=41.8(\text{mm})$		$P_{\max j}=31.1(\text{mm})$	
T	$P_{\max j,t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max j,t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max j,t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max j,t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max j,t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max j,t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max j,t}$ (mm)	I_0 (mm/h)
1	133.48	133.48	87.54	87.54	52.40	52.40	43.64	43.64	33.15	33.15	25.95	25.95	19.31	19.31
2	148.10	74.05	97.13	48.56	58.14	29.07	48.43	24.21	36.78	18.39	28.79	14.40	21.42	10.71
3	157.39	52.46	103.22	34.41	61.78	20.59	51.46	17.15	39.09	13.03	30.60	10.20	22.77	7.59
4	164.33	41.08	107.77	26.94	64.51	16.13	53.73	13.43	40.81	10.20	31.95	7.99	23.77	5.94
5	169.92	33.98	111.44	22.29	66.70	13.34	55.56	11.11	42.20	8.44	33.04	6.61	24.58	4.92
6	174.63	29.11	114.53	19.09	68.55	11.43	57.10	9.52	43.37	7.23	33.95	5.66	25.26	4.21
7	178.72	25.53	117.21	16.74	70.16	10.02	58.44	8.35	44.39	6.34	34.75	4.96	25.85	3.69
8	182.34	22.79	119.58	14.95	71.58	8.95	59.62	7.45	45.29	5.66	35.45	4.43	26.37	3.30
9	185.59	20.62	121.71	13.52	72.85	8.09	60.68	6.74	46.09	5.12	36.08	4.01	26.85	2.98
10	188.54	18.85	123.65	12.36	74.01	7.40	61.65	6.16	46.83	4.68	36.66	3.67	27.27	2.73
11	191.26	17.39	125.43	11.40	75.08	6.83	62.54	5.69	47.50	4.32	37.18	3.38	27.67	2.52
12	193.77	16.15	127.08	10.59	76.07	6.34	63.36	5.28	48.13	4.01	37.67	3.14	28.03	2.34
13	196.11	15.09	128.61	9.89	76.98	5.92	64.12	4.93	48.71	3.75	38.13	2.93	28.37	2.18
14	198.30	14.16	130.05	9.29	77.84	5.56	64.84	4.63	49.25	3.52	38.55	2.75	28.68	2.05
15	200.36	13.36	131.40	8.76	78.65	5.24	65.51	4.37	49.76	3.32	38.95	2.60	28.98	1.93
16	202.31	12.64	132.68	8.29	79.42	4.96	66.15	4.13	50.25	3.14	39.33	2.46	29.26	1.83
17	204.16	12.01	133.89	7.88	80.15	4.71	66.76	3.93	50.71	2.98	39.69	2.33	29.53	1.74
18	205.92	11.44	135.04	7.50	80.84	4.49	67.33	3.74	51.14	2.84	40.03	2.22	29.79	1.65
19	207.60	10.93	136.14	7.17	81.49	4.29	67.88	3.57	51.56	2.71	40.36	2.12	30.03	1.58
20	209.20	10.46	137.20	6.86	82.12	4.11	68.40	3.42	51.96	2.60	40.67	2.03	30.26	1.51
21	210.74	10.04	138.20	6.58	82.73	3.94	68.91	3.28	52.34	2.49	40.97	1.95	30.48	1.45
22	212.21	9.65	139.17	6.33	83.31	3.79	69.39	3.15	52.71	2.40	41.26	1.88	30.70	1.40
23	213.63	9.29	140.10	6.09	83.86	3.65	69.85	3.04	53.06	2.31	41.53	1.81	30.90	1.34
24	215.00	8.96	141.00	5.88	84.40	3.52	70.30	2.93	53.40	2.23	41.80	1.74	31.10	1.30

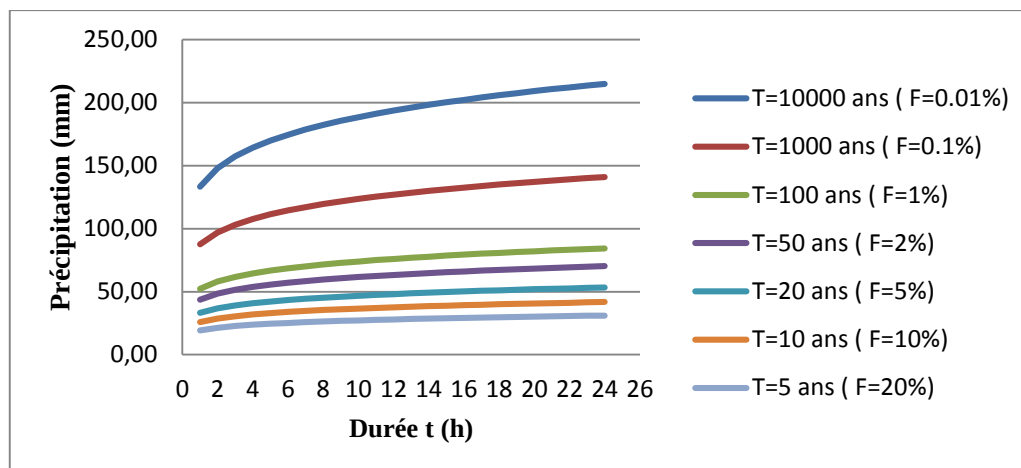


Figure III.14 Pluies de courte durée

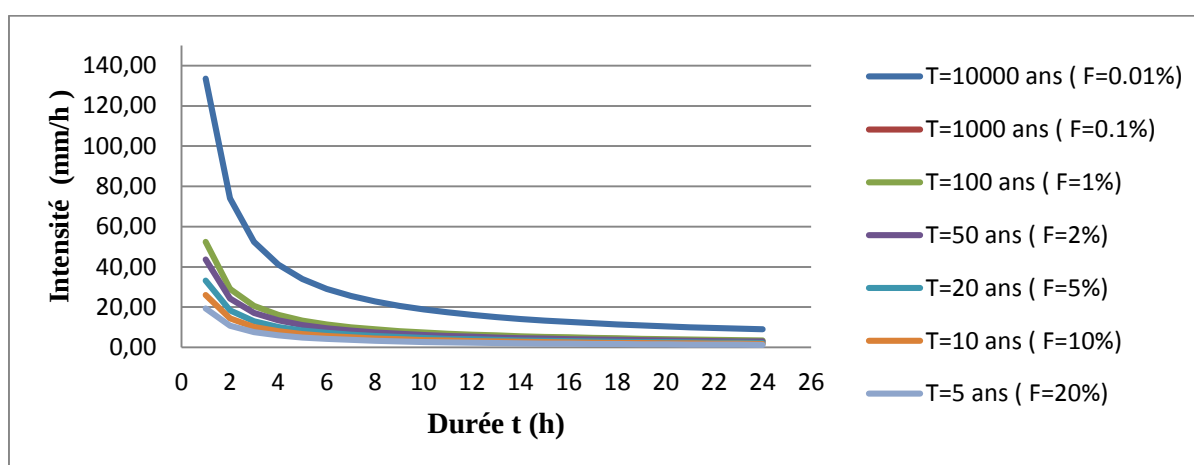


Figure III.15 Intensité –Durée –Fréquence

III.5. Etudes des apports

III.5.1. Apport liquides

Dans notre bassin versant il n'existe aucune station hydrométrique qui enregistre le régime des apports de l'oued.

Comme on a un manque de données des apports nous allons utiliser les formules empiriques les plus employées en Algérie et qui donnent d'assez bons résultats dans le cas des petits bassins versants semblables au notre ; De plus nous allons estimer les apports fréquentiels et répartition mensuelle de l'apport moyen annuel.

III.5.1.1. Apport moyen interannuel (A0)

a) Formule de l'A.N.R.H

On a :

$$L_e = p * (1 - 10^{-(0.185 - 0.01 * \log(S)) * p_2}) \dots\dots\dots (III.30)$$

P : Pluie moyenne annuelle (m).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

soit: $A_0 = 4.28 \text{ Mm}^3$

$$Le = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (III.31)$$

Soit : **Le=94.7 mm**

b) Formule de MEDINGEER

On a :

$$Le = 1,024 (P_{moy} - 0.26)^2 \dots\dots\dots (III.32)$$

Le : Lamme d'eau écoulée (mm).

P : Pluie moyenne annuelle (m).

AN : Le=27.88 mm

On a encore :

$$A_0 = Le * S$$

Soit : A₀=1.26 Mm³

c) Formule de CHAUMONT

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

$$C_e = 0.6 (1 - 10^{-0.36P^2}) \dots\dots\dots (III.33)$$

Où :

P : précipitation moyenne (m).

La lame d'eau écoulée est donnée par la relation :

$$L_e = P \cdot C_e$$

A.N : C_e = 0.6 ; Le = 57 mm; A₀ = 2.57 Mm³.

d) Formule de Derie II

On a :

$$A_0 = 0.513 \cdot P^{2.603} \cdot D_d^{0.5} \cdot S^{0.842}$$

P : Pluie moyenne annuelle (m).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

Dd : Densité de drainage (Km/Km²) → Dd= 1.63

Soit : A₀ = 3.30 Mm³

Le= 73.11 mm

Tableau N°III.17 Récapitulatif des résultats de calcul des apports

Formules	A ₀ (Mm ³)	L _e (mm)
A.N.R.H	4.28	94.7
MEDINGER	1.26	27.88
CHAUMONT	2.57	57.00
Derie II	3.30	73.11

Vu les résultats des différentes méthodes qui varient d'une méthode à une autre. On a choisi Formule de CHAUMONT car c'est la plus proche de la moyenne **A₀ = 2.57 Mm³**.

III.5.1.2. Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen

D'après le schéma de répartition mensuelle de la pluviométrie exprimé en pourcentage, sa transformation en schéma de répartition mensuelle des apports, s'effectue en faisant le produit du (%) pluviométrique de chaque mois par l'apport annuel retenu, le tableau ci-dessous résume les apports mensuels.

Tableau N°III.18 répartition mensuelle de l'apport liquide moyen

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mrs	Avr	Mai	Jun	Jul	Aut	Annuelle
Pluies mm	20.38	8.70	9.85	7.84	16.43	4.70	9.12	6.30	2.30	5.26	0.97	3.12	94.96
Pluies %	21.46	9.16	10.37	8.25	17.29	4.95	9.60	6.63	2.43	5.53	1.02	3.28	100.00
Apport M m3	0.551	0.235	0.266	0.212	0.444	0.127	0.247	0.170	0.062	0.142	0.026	0.084	2.57

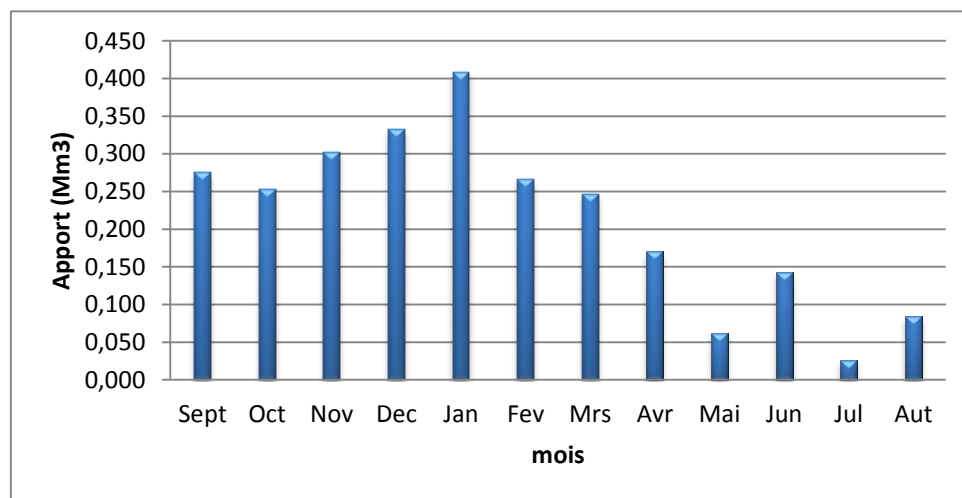


Figure III.16 Répartition mensuelle de l'apport

III.5.1.3. Caractéristiques de l'écoulement

□ Module de l'écoulement relatif (débit spécifique)

On a :

$$M_0 = M_e / S_{bv} \dots\dots\dots(III.35)$$

Où :

M_0 : Module de l'écoulement (l/s) ;

S : Superficie du bassin (Km²) ;

M_e : module d'écoulement (m³ /s) ;

$$M_e = A_{moy} / T$$

A_{moy} : Apport moyen annuel ;

T : Temps d'une année en secondes.

A.N: $M_e = 81.49$ l/s; $M_0 = 1.80$ l/s/Km².

□ **Lame d'eau écoulée**

On a : $Le = A_{moy} / S_{BV} \dots\dots\dots (III.36)$

A.N : $Le = 56.9 \text{ mm.}$

□ **Coefficient de l'écoulement**

On a : $Ce = Le / P_{moy} \dots\dots\dots (III.37)$

A.N : $Ce = 0.6$

□ **Coefficient de variation**

Pour la détermination du coefficient de variation C_v des apports annuels on a utilisé des formules empiriques, à savoir :

a. Formule Algérienne de PADOUN

Cette formule donne de bons résultats de l'estimation du CV de plus elle est établi à partir d'une analyse statistique de 42 oueds du nord de l'Algérie elle est donnée par :

$$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23} \dots\dots\dots (III.38)$$

Où :

K : coefficient de réduction $K = [0.25-1.00]$ on prend $K=0.65$;

M_0 : module spécifique du bassin versant en $(l/s/km^2)$.

A.N : $C_v = 0.75$

b. Formule de KRISTEKLY MENKEL

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27}) \dots\dots\dots (III.39)$$

Où :

M_0 : Module spécifique du bassin versant en $(l/s/km^2)$;

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

A.N : $C_v = 0.56$

c. Formule de SOKOLOVSKY

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log_{10} M_0 - 0.063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots\dots (III.40)$$

Où :

M_0 : Module spécifique du bassin versant en $(l/s/km^2)$.

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

A.N : $C_v = 0.73$

f. Formule de ANTONOV

$$C_v = 0.7 / (S + 1000)^{0.097} \dots\dots\dots (III.41)$$

Où :

S : Surface du bassin versant (Km²).

A.N :

$$C_v = 0.60$$

Tableau N°III.19 Récapitulatif de calcul des C_v

Formule	Le coefficient de variation C_v
Algérienne de PADOUN	0.75
KRISTEKLY MENKEL	0.56
SOKOLOVSKY	0.73
ANTONOV	0.60
Moyenne	0.66

On opte pour la formule de **SOKOLOVSKY**, car elle nous donne une valeur de coefficient de variation plus proche de la moyenne donc $C_v = 0.73$

III.5.2. Apports fréquentiels

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

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}} \dots\dots\dots (III.42)$$

Où :

A% : Apport de fréquence donnée ;

 μ : Variable réduite de GaussA0 : Apport moyen annuel (Hm³) ; C_v : Coefficient de variation.L'apport fréquentiel est : $A\% = 2.29 e^{0.31\mu}$

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

Tableau N°III.20 Les apports de différentes fréquences

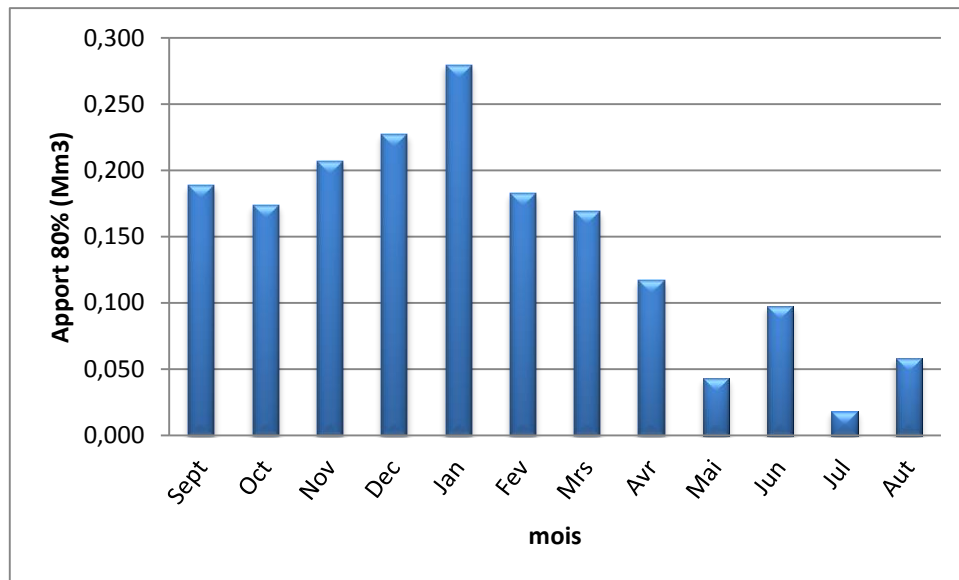
Période de retour	5/4	10	20	50	100	1000
Fréquence P (%)	80	10	5	2	1	0.1
variable de Gauss	-0.8416	1.2816	1.6449	2.0537	2.3263	3.09
Apport (Mm ³)	1.76	3.41	3.81	4.33	4.71	5.97

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

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%} = 1.76 \text{ Mm}^3$ (Remplissage garanti de 8 années sur 10) .

Tableau N°III.21 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jun	Jul	Aut	Annuelle
Pluies %	10.72	9.84	11.76	12.92	15.88	10.36	9.60	6.63	2.43	5.53	1.02	3.28	100.00
Apport 80% Mm3	0.189	0.173	0.207	0.227	0.279	0.182	0.169	0.117	0.043	0.097	0.018	0.058	1.76

**Figure III.17** Répartition mensuelle de l'apport 80%

III.5.3. Transport solide

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

Le transport solide permet d'évaluer le volume mort qui tient compte du charriage du fond et les matériaux en suspension, ces derniers représentent une grande part du débit solide ; Le manque de données de mesure des transports solides, nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet d'avoir l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide.

a) Formule de Tixeront

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

$$Ts = \alpha \cdot L_0^{0.15} \dots\dots\dots (III.43)$$

Avec :

Ts : le transport solide en (t/Km²/an).

L₀ : la lame écoulee en (mm).

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, α=350(faible a moyenne).

soit :

$$T_s = 545.2 \text{ (t/Km}^2\text{/an)}.$$

$$Q_s = T_s * S \dots\dots\dots \text{(III.44)}$$

Où :

Q_s : débit solide (T/an) ;

S : Superficie du bassin (km²).

AN:

$$Q_s = 24625.18 \text{ (t/an)}$$

b) Formule de Fournier

$$T_a = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_A} \right)^{2,65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0,46} \dots\dots\dots \text{(III.45)}$$

Avec :

T_a : Taux d'abrasion en (t/Km²/an)

P_m : Pluie mensuelle moyenne annuelle du mois le plus pluvieux;

P_A : Pluie moyenne annuelle;

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

$H_{\max}$: Altitude maximale;

$H_{\min}$: Altitude minimale;

S : Surface du bassin versant Km².

AN:

$H_{\max}$ (m)	686
$H_{\min}$ (m)	505
S (km ²)	45.17
$h = 0.45(H_{\max} - H_{\min})$	81.45
P_a (mm)	95
P_m (mm)	15.08

D'où

$$T_a = 2.79 \text{ t/Km}^2\text{/an}$$

AN:

$$Q_s = 125.86 \text{ (t/an)}$$

c) Formule de Gravellovic

Très appliquée en Algérie, cette équation prend en considération plusieurs paramètres :

$$T_s = 3.141664 * P_a * \left[\left(\frac{T_a}{10} \right)^{0.5} + 0.1 \right] * Z^{\left(\frac{3}{2} \right)} * \frac{p^{0.5} * H_{moy}}{(L+10) * 0.2} \dots\dots\dots \text{(III.46)}$$

Où :

T_s = Taux de transport solide.

P_a = Précipitation annuelle moyenne (mm).

T_a = Température moyenne du Bassin versant.

Z = d'érodibilité (il varie entre 1.5 pour une érosion élevée, et 0.2 pour une faible érosion), on prend la moyenne $Z=0.85$.

P = Périmètre du Bassin Versant.

L = longueur du thalweg principale (km).

H_{moy} = Altitude moyenne du BV.

AN:

$$T_a = 2817.8 \text{ t/Km}^2\text{an}$$

AN:

$$Q_s = 127279.01 \text{ (t/an)}$$

Les résultats de calcul par les différentes méthodes sont donnés par le tableau suivant :

Tableau N°III.23 Calcul du transport solide (Tonnes/an)

Formule	Taux d'abrasion	apport solide (tonnes/an)
Tixeront	545.17	24625.18
Fournier	2.79	125.86
Gravilovic	2817.78	127279.01

Dans notre cas, nous optons pour la valeur de **TIXERONT** $Q_s = 24625.18 \text{ t/an}$.

Apport solide par charriage

En général le transport solide par charriage est estimé en Algérie de (15 %) du transport solide en suspension, donc le transport solide par charriage 15% du transport solide en suspension.

Apport solide = transport solide en suspension + transport solide par charriage

Transport solide par charriage = 15 % transport solide en suspension

$$\Rightarrow Q_{s \text{ charriage}} = 0.15 * 24625.18$$

$$\Rightarrow Q_{s \text{ charriage}} = 3693.78 \text{ t/an}$$

$$\Rightarrow Q_s = 3693.78 + 24625.18$$

$$\Rightarrow Q_s = 28318.95 \text{ t/an}$$

Le volume mort est estimé avec la formule suivante :

$$V_m = (1.05 - 1.10) \frac{Q_s T}{\delta_s} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{ (III.47)}$$

Où :

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

δ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\delta_s = 1.2 \text{ t/m}^3$) ;

S : Superficie du bassin versant ;

T : Délai de service ; T = 50 ans.

$$\begin{aligned} \text{A N :} \quad & Q_s = 28318.95 \text{ t/an;} \\ & V_m = 0.15 \text{ Mm}^3. \end{aligned}$$

II.6. Etude des crues

L'objectif de toute étude hydrologique est de déterminer pour un bassin versant donné les hydrogrammes de crues à différentes périodes de retour et de définir les débits maxima probables correspondants ; l'estimation des débits de crue et des volumes correspondants est l'étape initiale indispensable au dimensionnement rationnel des aménagements liés à la protection contre les crues.

La détermination de ces hydrogrammes ne reste pas sans difficultés quant au choix de la méthode utilisée surtout en absence de données.

Les paramètres définissant une crue est :

- ☐ ☐ ☐ Le débit maximum (débit de pointe) ;
- ☐ ☐ ☐ Le volume de la crue ;
- ☐ ☐ ☐ La forme de la crue. (Hydrogramme de crues). ☐
- ☐ ☐ ☐ Le temps de base ;

III.6.1. Détermination des débits maxima fréquentiels par les formules empiriques

a) Formule de MALLET-GAUTHIER

On a :

$$Q_{\max p\%} = 2K \log (1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \dots\dots\dots(\text{III.48})$$

Où :

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

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

S : Superficie du bassin versant km²;

L : Longueur du talweg principal km;

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

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : K(1-3)

On prend K = 2 ;

T : Période de retour (an).

Tableau N°III.24 Débits maxima des crues de différentes périodes de retour

Période de retour [An]	10	20	50	100	1000	10000
$Q_{\max P\%}$ [m ³ /s]	58.88	68.67	79.78	87.25	108.44	126.11

b) Formule de SOKOLOVSKY

On a :

$$Q_{\max p\%} = \frac{0.28 * (P_{ct} - H_0) * \alpha_{p\%} * F * \bar{S}}{T_m} \dots\dots\dots(\text{III.49})$$

Où :

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

$T_m = T_c$: temps de concentration.

H_0 : pertes initiales en mm. $H_0 = 14$ mm ;

$\alpha_p\%$: coefficient de ruissellement de la crue probable pour une période donnée ;

$$\alpha_p\% = \frac{\sqrt{P_{\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{\%}} + \sqrt{H_0}}$$

F : Coefficient de forme de la crue : $F = \frac{12}{4 + 3\gamma}$;

On prend : $\gamma = 2$

D'où : $F = 1.2$

Tableau N°III.25 valeur de γ en fonction de bassin versant

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

S : Superficie du bassin (Km²) ;

T_m : temps de monté $T_m = T_c = 3.19$ h.

Tableau N°III.26 Débits maxima des crues de différentes périodes de retour

periode de retour (an)	10	20	50	100	1000	10000
p_{ct} (mm)	30.88	39.45	51.94	62.36	104.17	158.85
$\alpha_p\%$	0.38	0.48	0.58	0.63	0.76	0.84
$Q_{maxp\%}$ [m3/s]	30.21	57.65	103.86	145.72	327.35	577.52

c) Formule de TURRAZA

On a:

$$Q_{maxp\%} = \frac{C * I_t * S}{3.6} \dots\dots\dots (III.50)$$

Où :

S : Superficie du bassin versant (Km²) ;

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

$$C = 0.6(1 - 10^{-0.36P^2})$$

I_{tc} : Intensité des pluies pendant une durée égale au temps de concentration pour une fréquence donnée (mm/h).

Tableau N°III.27 Débits maxima des crues de différentes périodes de retour

periode de retour (an)	10	20	50	100	1000	10000
I_t (mm/h)	9.68	12.37	16.28	19.55	32.66	49.79
c	0.60	0.59	0.49	0.34	0.05	0.005
$Q_{maxp\%}$ [m3/s]	72.86	91.65	99.21	82.93	19.56	3.09

d) Formule de POSSENTI

On a :

$$Q_{p\%} = \frac{\mu * P_{\max j\%} * S}{L_p} \dots\dots\dots(\text{III.51})$$

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

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

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

Tableau N°III.28 Débits maxima des crues de différentes périodes de retour

periode de retour (an)	10	20	50	100	1000	10000
$P_{\max j\%}$ (mm)	41.8	53.4	70.3	84.4	141	215
$Q_{\max j\%}$ [m3/s]	88.39	112.93	148.66	178.48	298.17	454.66

e) Formule de GIANDOTTI

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max, p\%} = \frac{C.S.h_{tc, p\%} \sqrt{h_{\text{moy}} - h_{\text{min}}}}{4\sqrt{S} + 1,5L} \dots\dots\dots(\text{III.52})$$

S : Surface du bassin versant en Km^2

L : Longueur du talweg principale en Km

h_{moy} : Altitude moyenne en m

h_{min} : Altitude minimale en m

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

C : coefficient topographique variant entre 66 et 166.

Tableau N°III.29 Débits maxima des crues de différentes périodes de retour

periode de retour (an)	10	20	50	100	1000	10000
pct (mm)	41.8	53.4	70.3	84.4	141	215
$h_{tc, p\%}$	30.88	39.45	51.94	62.36	104.17	158.85
$Q_{\max j\%}$ [m3/s]	46.75	59.73	78.63	94.40	157.70	240.47

Le tableau suivant nous donne tous les résultats de calcul de toutes les méthodes de calcul.

Tableau N°III.30 Débit maximum de crue pour différents périodes de retour

Formule	Période de retour	10	20	50	100	1000	10000
MALLET-GAUTHIER	$Q_{\max, P\%}$ (m^3/s)	30.21	57.65	103.86	145.72	327.35	577.52
SOKOLOVSKY		58.88	79.12	105.87	120.33	182.65	253.60
TURRAZA		72.86	91.65	99.21	82.93	19.56	3.09
POSSETNI		88.39	112.93	148.66	178.48	244.17	354.66
GIANDOTTI		46.75	59.73	78.63	94.40	157.70	240.47
Moyenne		59.42	80.21	107.25	124.37	186.29	285.87

On opte pour les résultats de la formule de **SOKOLOVSKY** pour les simples raisons suivantes : La formule donne des résultats très proche de la moyenne, mais aussi elle est d'usage très répandue chez les hydrologues du Nord d'Afrique, car elle tient compte de tous les paramètres caractéristiques du bassin versant, le temps de montée de la crue, ainsi que de la pluie fréquentielle génératrice de celle-ci.

III.6.2. Construction de l'hydrogramme de crues

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

f) Pour le temps de montée

$$Q_m = Q_{max} * \left[\frac{t_i}{t_m} \right]^n \dots\dots\dots(III.53)$$

T_m=T_c : Temps de montée.

□ Pour la décrue

$$Q_d = Q_{max} * \left[\frac{t_d - t_i}{t_d} \right]^m \dots\dots\dots(III.54)$$

Avec: **T_d = δ T_m** (Sokolovski)

Q_m: Débit instantané de la montée (m3/s) ;

Q_d: Débit instantané de la décrue (m3/s) ;

t_m : Temps de la montée de la crue en heures ;

t_d: Temps de la décrue en heures ;

Q_{max}: Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m3/s) ;

n= 2 pour la montée de la crue.

m = 3 pour la décrue.

δ : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant.

Tableau N°III.31 Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ

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

Pour notre bassin δ=2,5.

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour sont donnés dans l'annexe III.2.

Résultats de calcul

Le temps de montée de la crue : 3.19 h

Le temps de déclin de la crue : 7.98 h

Le temps de base : 11.17 h

Les hydrogrammes de crue sont illustrés dans la figure suivante.

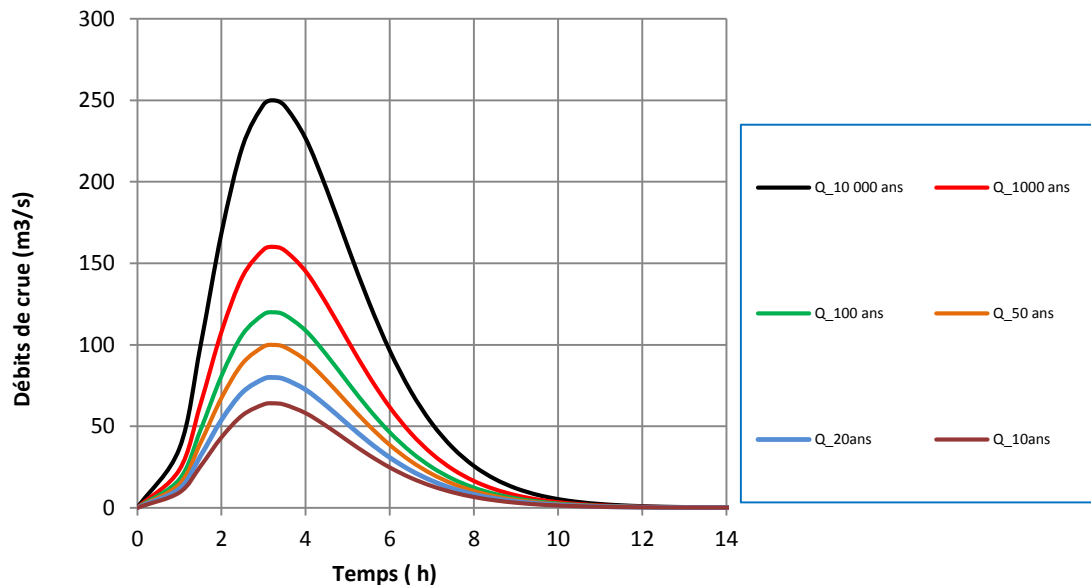


Figure III.18 Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour

III.6.3. Choix de la crue de projet

Elle est définie comme étant la crue maximale qui doit être évacuée par l'ouvrage sans causer de graves dommages à l'aval. Le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

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

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

Tableau N°III.34 Crues de projet recommandé

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

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

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

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

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.

Pour notre cas, on opte pour la crue centennale, Cela veut dire que dans les deux classifications, on opte pour une période de retour de 100 ans ce qui correspond à une fréquence de 1%.

III.7. Régularisation de l'écoulement

Dans notre cas l'objectif de cette retenue est la protection de la ville de Ghardaïa contre les inondations. Notre retenue n'est pas destinée à l'AEP ni à l'irrigation.

III.7.1. Courbes caractéristiques de la retenue

La cote minimale relevée est de 507 m et la cote maximale de 511 m, soit hauteur près de 5 mètres.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (III.55)$$

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

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

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

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

Le tableau donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

Tableau III.35 Caractéristiques topographiques de la retenue.

Altitude	Surface (m^2)	S moy (m^2)	DH (m)	DV (m^3)	V (m^3)
507.2	0	85.9	0.2	17.18	0
507.4	171.8				11.45
507.6	3968.3	2070.05	0.2	414.01	425.46
507.8	29436.1	16702.2	0.2	3340.44	3765.90
508	45041.42	37238.76	0.2	7447.752	11213.66
508.2	71917.4	58479.41	0.2	11695.882	22909.54
508.4	92427.95	82172.675	0.2	16434.535	39344.07
508.6	140866.85	116647.4	0.2	23329.48	62673.55
508.8	190090.7	165478.78	0.2	33095.755	95769.31
509	220936.45	205513.58	0.2	41102.715	136872.02
509.2	241236.24	231086.35	0.2	46217.269	183089.29
509.4	261063.35	251149.8	0.2	50229.959	233319.25
509.6	280075.46	270569.41	0.2	54113.881	287433.13
509.8	298150.3	289112.88	0.2	57822.576	345255.71
510	318515.92	308333.11	0.2	61666.622	406922.33
511	382457.65	350486.79	1	350486.79	757409.11

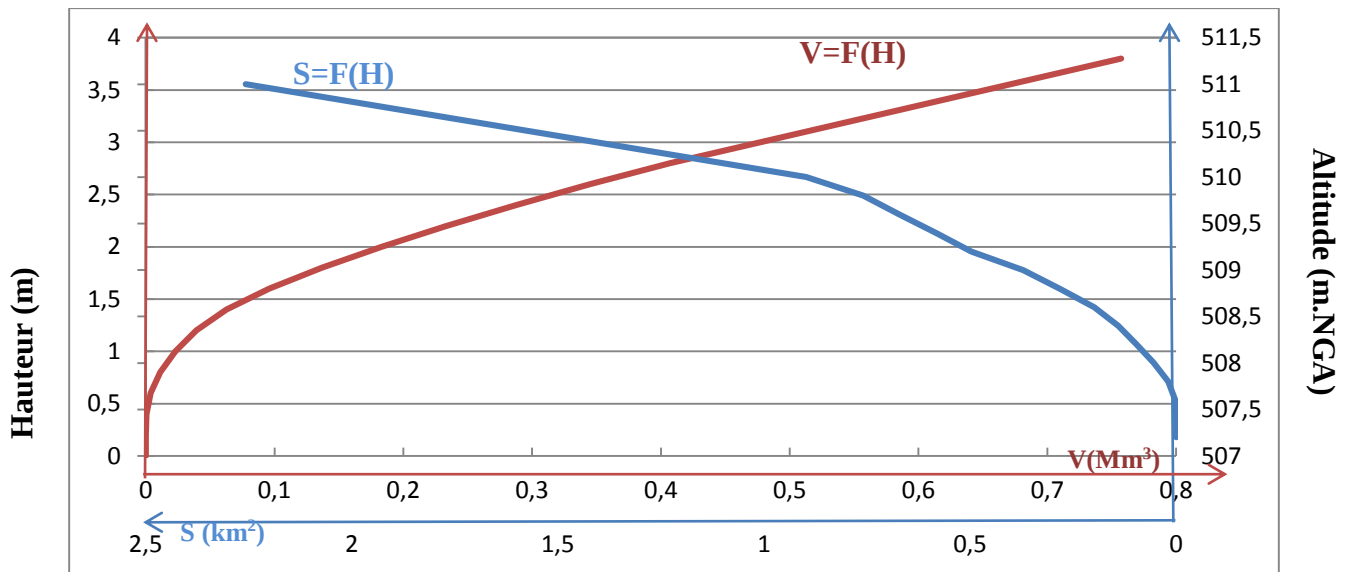


Figure III.19 Courbes Capacité-Surface-Hauteur

III.7.2. Calcul du volume utile

Calcul des pertes :

a) Pertes par infiltrations :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots (III.56)$$

Où :

δ : dépendant des conditions hydrologiques de la cuvette.

b) Pertes par évaporations :

$$V_{evap} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots (III.57)$$

Où :

E_s : Evaporation mensuelle.

Tableau III.36 Volume utile

Mois	$W_{80\%}$ [Mm³]	Pertes [Mm³]		$\Pi_{80\%}$	$W_{80\%}$ [Mm³]- $\Pi_{80\%}$
		V_{inf}	V_{evap}		
Septembre	0.189	0.07	0.023	0.0939	0.0951
Octobre	0.173	0.08	0.030	0.1132	0.0598
Novembre	0.207	0.08	0.019	0.0949	0.1121
Décembre	0.227	0.06	0.018	0.0757	0.1513
Janvier	0.279	0.05	0.022	0.0689	0.2101
Février	0.182	0.03	0.016	0.0422	0.1398
Mars	0.169	0.02	0.017	0.0403	0.1287
Avril	0.117	0.02	0.017	0.0362	0.0808
Mai	0.043	0.01	0.013	0.0256	0.0174
Juin	0.097	0.04	0.038	0.0782	0.0188
Juillet	0.018	0.001	0.002	0.0020	0.0160
Août	0.058	0.034	0.0207	0.0547	0.0033

On a :

$$V_u = 1.17 - 0.86$$

D'où :

$$V_u = 0.308 \text{ Mm}^3 = 308000 \text{ m}^3$$

Alors :

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

D'où :

$$V_{NNR} = V_m + V_u = 0.15 + 0.308 = 0.46 \text{ Mm}^3$$

La hauteur du volume

$$H = 2.9 \text{ m}$$

La cote du volume

$$NNR = 510.2 \text{ NGA}$$

III.7.3. Laminage des crues

Description de l'effet de laminage

Chronologiquement ; le phénomène de déroulement de la façon suivante :

Dans un premier de temps ; l'augmentation de l'épaisseur d'eau au-dessus de seuil de déversoir provoque un stockage temporaire qui correspond au volume hachuré sous le pic ;

Dans in deuxième temps ; ce volume supplémentaire d'eau retenue est déstocké progressivement (zone hachurée à droite). Le débit de point ($Q_{e\max}$) sur l'évacuateur est donc inférieur au débit de pointe de la crue ($Q_{c\max}$) .

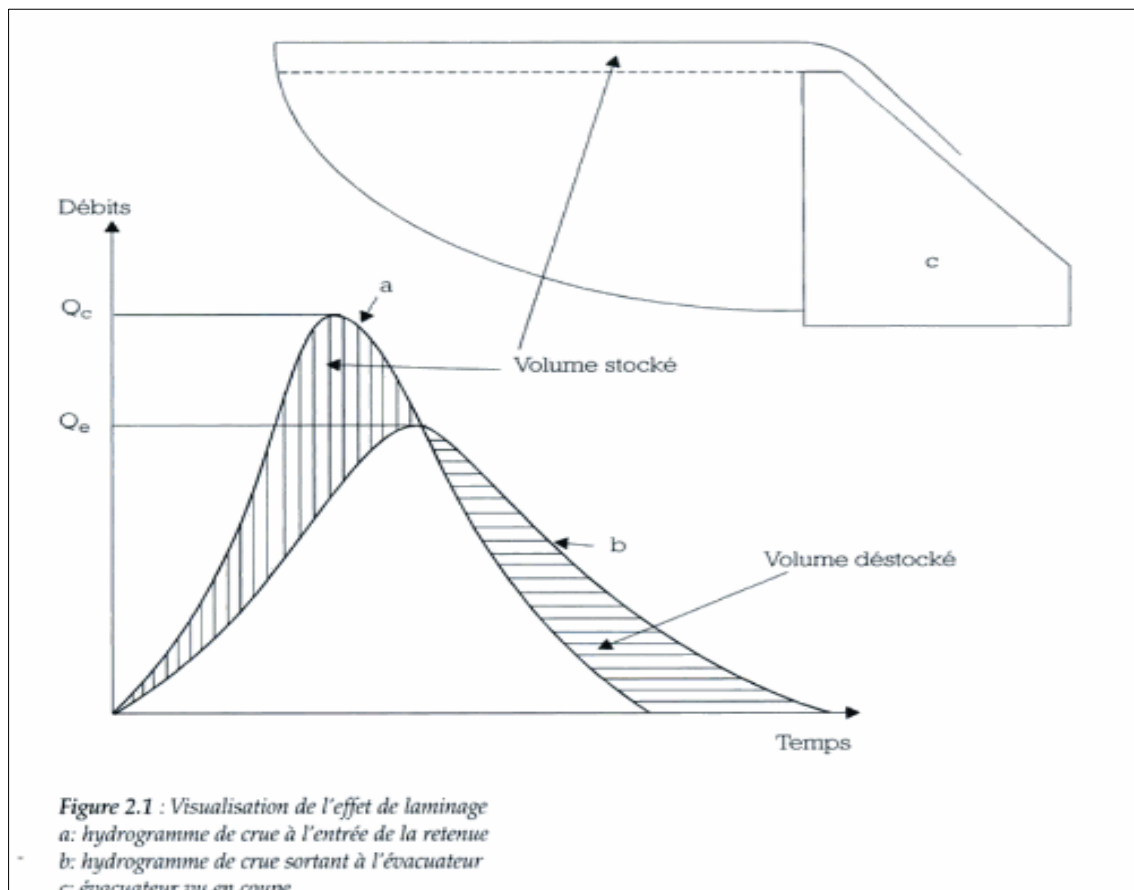


Figure III.20 Visualisation de l'effet de laminage

Prendre en compte l'effet de laminage revient à déterminer $Q_{e\max}$ à partir de $Q_{c\max}$

A chaque pas de temps ; on a l'égalité suivante :

$$\text{Volume stocké} = \text{volume entrant} - \text{volume sortant}$$

L'étude de laminage repose sur les équations de Saint-Venant qui sont constitués de :

L'équation de conservation de la masse (équation de continuité)

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \dots \dots \dots \text{(III.58)}$$

L'équation dynamique

$$\begin{aligned} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} &= gA(S_0 - S_f) + q \frac{Q}{A} \dots \dots \dots \text{(III.59)} \\ \frac{\partial v}{\partial t} + v * \frac{\partial v}{\partial x} + g \left[\frac{\partial y}{\partial x} + S_f - S_0 \right] - q \frac{Q}{A^2} &= 0 \end{aligned}$$

Où :

$\frac{\partial Q}{\partial t}$: représente l'accélération temporelle locale

$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right)$: représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement). En absence de changement de section ce terme peut être négligé.

$q \frac{Q}{A}$: Les apports latéral ;

S_0 : Pente moyen du canal ;

S_f : Pente de la ligne d'eau ;

q : Débit latéral d'apport ;

L'équation de continuité peut être mise sous la forme suivante :

$$\frac{ds}{dt} = I_{(t)} - O_{(t)} \dots \dots \dots \text{(III.60)}$$

Avec :

I : désigne le débit d'entrée QE.

O : désigne le débit de sortie Qs.

S :désigne l'emmagasinement d'eau dans le tronçon.

Cette équation exprime tout simplement le principe de conservation de la masse le taux de variation de l'emmagasinement est égal à la différence entre les débits entrant et sortant.

III.7.3.1. Méthode de Muskingum

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t_1 et t_2 , l'équation précédente s'écrit :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt \dots \dots \dots \text{(III.61)}$$

Pour un petit intervalle de temps $\Delta t = t_2 - t_1$, on peut écrire :

$$\begin{aligned} S_2 - S_1 &= \frac{I_2 + I_1}{2} \Delta t - \frac{O_2 + O_1}{2} \Delta t \\ \frac{2S_2}{\Delta t} - \frac{2S_1}{\Delta t} &= I_2 + I_1 - O_2 - O_1 \\ \frac{2S_2}{\Delta t} + O_2 &= I_2 + I_1 + \left(\frac{2S_1}{\Delta t} + O_1 \right) - 2O_1 \dots \dots \dots \text{(III.62)} \end{aligned}$$

C'est l'équation de **Muskingum**

La résolution du problème consiste à déterminer O_1 et O_2 , connaissant I_1 et I_2 .

L'équation 62 ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emmagasinement pour déterminer S_1 et S_2 .

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique

$$\frac{2S_2}{dt} + O = f(O).$$

Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir. Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation.

L'emménagement S et O dépend que de H_d

H_1	$\xrightarrow{\quad A_1 \quad}$	$\xrightarrow{\quad S_1 \quad}$	$\xrightarrow{\quad O_1 \quad}$	$\frac{2S_1}{dt} + O_1]$
H_2	$\xrightarrow{\quad A_2 \quad}$	$\xrightarrow{\quad S_2 \quad}$	$\xrightarrow{\quad O_2 \quad}$	$\frac{2S_2}{dt} + O_2]$
H_3	$\xrightarrow{\quad A_3 \quad}$	$\xrightarrow{\quad S_3 \quad}$	$\xrightarrow{\quad O_3 \quad}$	$\frac{2S_3}{dt} + O_3]$
.	.	.	.	
.	.	.	.	
.	.	.	.	
.	.	.	.	
.	.	.	.	
H_n	$\xrightarrow{\quad A_n \quad}$	$\xrightarrow{\quad S_n \quad}$	$\xrightarrow{\quad O_n \quad}$	$\frac{2S_n}{dt} + O_n]$

La dernière ligne permet de tracer la fonction cherchée :

$$f(O) = \frac{2S}{dt} + O.$$

Procédé de calcul

- D'abord on calcule la charge maximale sans laminage pour une valeur de $B=70m$

$$Q = mBh^{3/2}\sqrt{2g}$$

$$h = \left(\frac{Q}{mB\sqrt{2g}} \right)^{2/3}$$

- A l'aide de la courbe surface-hauteur, on détermine la surface pour les différentes valeurs des lames d'eau H_d
- Calcul de l'emménagement $S_i = (A_i * H_i) / dt$

Où :

S : est l'emménagement ;

A : est la surface du plan d'eau ;

H : la lame d'eau déversée

Dt : l'intervalle de temps ($dt = 0.1 * 3600 = 360s$)

- Calcul le débit sortant $O_i = mBh_i^{3/2}\sqrt{2g}$

- Calcul $\frac{2S_i}{dt} + O_i$

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage $f(Q_s) = (2S/\Delta t + Q_s)$:

- On peut modéliser cette courbe par une équation linéaire avec un coefficient de corrélation $r = 0.999$

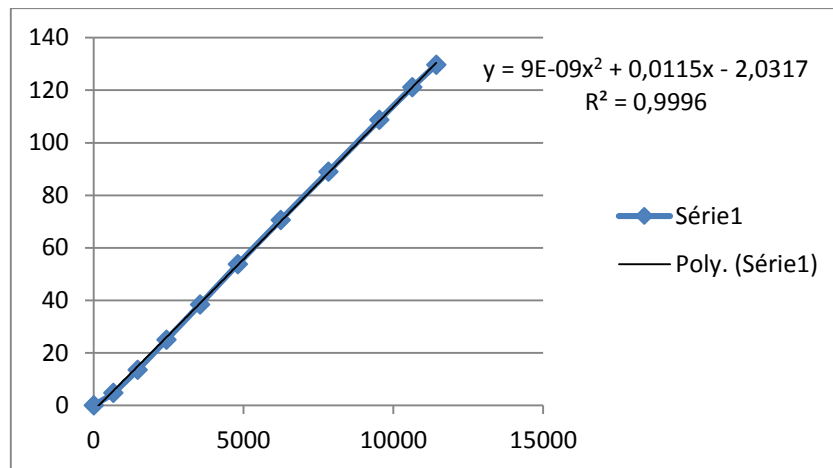


Figure III.21 Courbe caractéristique du barrage

- Initialement le débit de sortie $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ et la hauteur $H = 0 \text{ m}$, le volume stocké $V_s = 0 \text{ m}^3$.

La valeur maximale de débit d'entrée $Q_e = 120.33 \text{ m}^3/\text{s}$, soit $H_{\max} = 0.86 \text{ m}$ et pour $b = 70 \text{ m}$ et $m = 0.49$

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans l'annexe III.3

L'hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties sont donnés dans l'annexe III.4

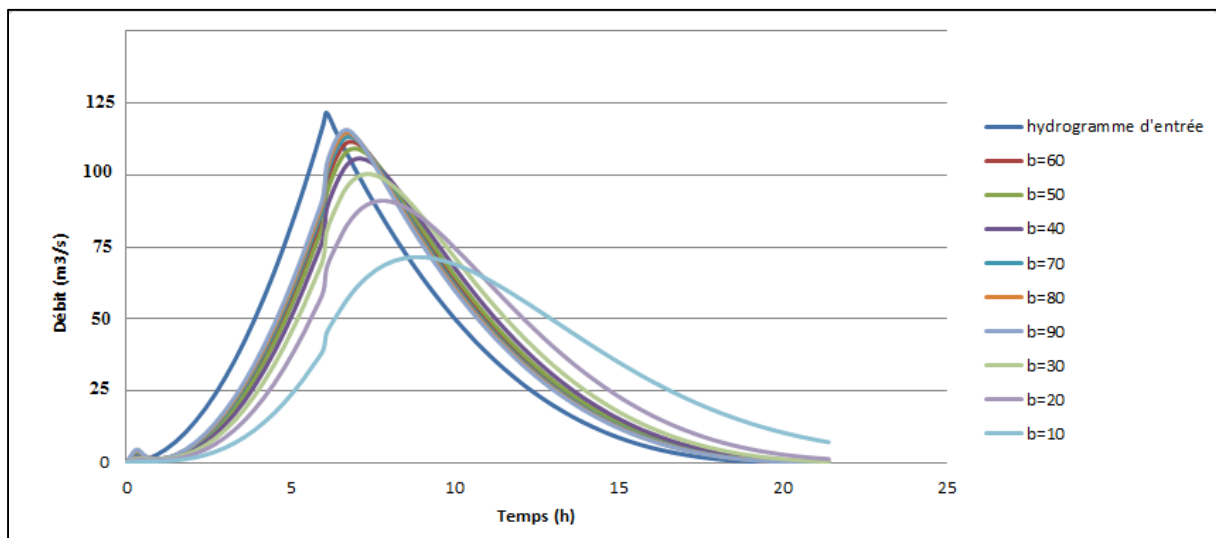


Figure III.22 les Hydrogramme d'entrée et des sortie

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

Tableau N°III.40 Calcul du volume forcé

b (m)	q laminé (m³/s)	Hd (m)	NPHE (m.NGA)	Vforcé(Mm3)
10.00	10.86	3.13	513.33	1.097
20.00	15.22	1.97	512.17	0.69
30.00	17.72	1.51	511.71	0.529
40.00	17.53	1.24	511.44	0.435
50.00	22.41	1.07	511.27	0.375
60.00	25.74	0.95	511.15	0.333
70.00	28.90	0.86	511.06	0.301
80.00	31.76	0.78	510.98	0.273
90.00	29.54	0.72	510.92	0.252

III.7.4. 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.7.4.1. Calcul du coût approximatif de la digue

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

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

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 (m);

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

a. Calcul de la revanche

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

□ 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 et doit inférieure à 18 kilomètre [$F = 0,69 \text{ km}$].

A.N :

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{0.69} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{0.69} = 0.8 \text{ m}$$

D'où : $V = 1.5 + 2 \cdot H = 1.5 + 2 \cdot 0.80 = 3.09 \text{ m/s}$

Donc : $R = 0.75 \cdot 0.80 + \frac{3.09^2}{2 \cdot 9.81} = 1.08 \text{ m}$

□ **Formule de Mallet-paquant**

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

A.N : $H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{0.69} = 0.77 \text{ m}$

$$V = 1.5 + 2 \cdot H = 1.5 + 2 \cdot 0.77 = 3.05 \text{ m/s}$$

Donc : $R = 0.77 + \frac{3.04^2}{2 \cdot 9.81} = 1.24 \text{ m}$

Conclusion

On prend une valeur moyenne donc :

$$R = \frac{1.24 + 1.08}{2} = 1.16 \text{ m}$$

b. Largeur en crête

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

1) Formule de KNAPEN

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots \text{(III.63)}$$

2) Formule de F-PREECE

$$b_{cr} = (1.1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots \text{(III.64)}$$

3) Formule Anonyme (simplifiée)

$$b_{cr} = 3.60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots \text{(III.65)}$$

4) Formule pratique

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots \text{(III.66)}$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

□ La hauteur du barrage

$$H_b = NNR - C_f + h_d + R + t \dots\dots\dots (III.67)$$

Ou :

NNR : niveau normal de la retenue NNR= 510.2 m ;

C_f : cote du fond C_f = 508.8 m ;

h_d : la hauteur déversée ;

R : Revanche en (m) ;

t : Tassement en (m)

On admet une valeur de t =0,1 mètre pour le tassement du barrage, le tableau suivant nous donne les résultats du calcul.

Tableau N°III.41 Largeur en crête du barrage.

b (m)	H _d (m)	H _b (m)	Largeur en crête b _{cr}			
			KNAPEN	F-PREECE	Anonyme	pratique
10.00	3.13	6.4	4.17	3.78	6.11	4.22
20.00	1.97	5.24	3.78	3.52	5.24	3.82
30.00	1.51	4.78	3.61	3.40	4.87	3.64
40.00	1.24	4.51	3.50	3.34	4.65	3.54
50.00	1.07	4.34	3.44	3.29	4.50	3.47
60.00	0.95	4.22	3.39	3.26	4.40	3.42
70.00	0.86	4.13	3.35	3.24	4.32	3.39
80.00	0.78	4.05	3.32	3.21	4.24	3.35
90.00	0.72	3.99	3.30	3.20	4.19	3.33

NB: On opte pour une largeur en crête de **b_{cr} = 4 m**.

c. Calcul du coût de la digue

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

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 0.5 et 0.5 mètre, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 800 DA

Tableau N°III.42 Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes.

b (m)	H _{dev} (m)	la hauteur du barrage (m)	volume de la digue	le cout de la digue (M DA)
10	3.13	6.5	25963.4	20.77
20	1.97	5.34	22141.5	17.71
30	1.51	4.88	20926.9	15.74
40	1.24	4.61	18712.3	15.13
50	1.07	4.44	17497.7	14.68
60	0.95	4.32	15848.6	12.68
70	0.86	4.23	14461.2	10.56
80	0.78	4.15	12786.5	10.23
90	0.72	4.09	11190.7	10.19

Calcul du coût total du barrage

Le coût total est donné ci-dessous.

Tableau N°II.44 Tableau récapitulatif des prix totaux.

b (m)	H _{dev} (m)	Coûts (Million de DA)		
		digue	Déversoir	Global
10	3.13	20.77	9.04	29.815
20	1.97	17.71	9.78	27.488
30	1.51	15.74	10.59	26.333
40	1.24	15.13	11.14	26.272
50	1.07	14.68	11.58	26.262
60	0.95	12.68	13.21	25.888
70	0.86	10.56	14.41	24.967
80	0.78	10.23	16.2	26.427
90	0.72	10.19	18.4	28.591

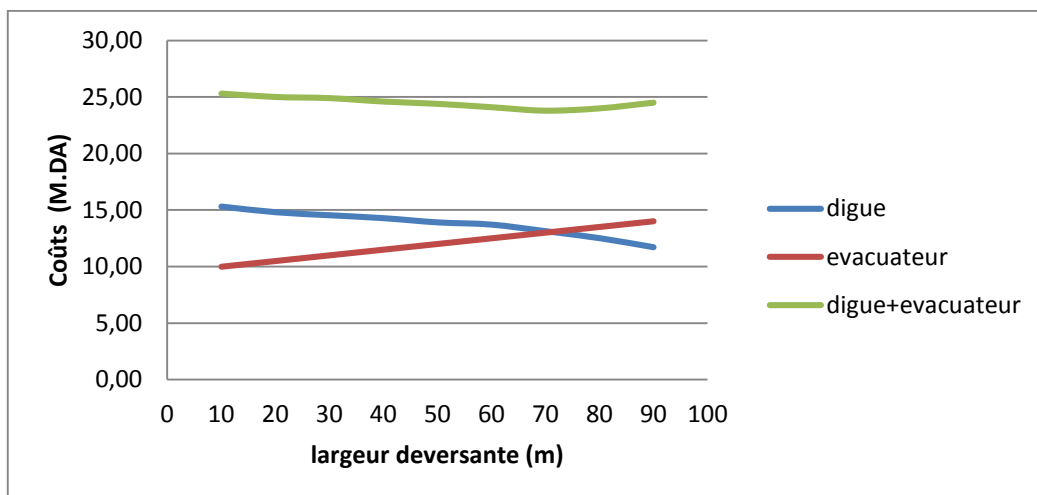


Figure II.23 Optimisation de la largeur du déversoir

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure II.23 La longueur optimale du déversoir est de **70 m** pour un débit laminé ; $Q_L = 28.90 \text{ m}^3/\text{s}$, et une charge d'eau sur le seuil déversant ; **H = 0.86m**.

Tableau N°II.45 Tableau récapitulatif des caractéristiques de l'aménagement collinaire

Site de la retenue	Touzouz
Destination de la retenue	protection contre les inondations
Superficie du Bassin versant S_{bv}	45.17 km²
Périmètre du bassin versant P	40.26 km
Longueur du thalweg principal L	16.02 km
Apport moyen annuel A	2.57 Mm³
Apport fréquentiel $A_{80\%}$	1.76 Mm³
Débit max Q_{max} (pour une période de 100 ans)	120.33 m³/s
Côte du niveau mort NVM	509.05 m.NGA
Côte du niveau normal de la retenue NNR	510.2 m.NGA
La charge déversante H_d	0.86 m
Côte du niveau des plus hautes eaux NPHE	511.06 m.NGA
Côte Crête Digue	512.1 mNGA
La revanche R	1.07 m
Volume mort V_{mort}	0.15 Mm³
Volume utile V_U	0.308 Mm³
Volume total de la retenue V_t	0.761 Mm³
Hauteur du barrage H_b	4.1 m
Largeur en crête b_{cr}	4 m
Capacité d'évacuation du déversoir Q_e	28.90 m³/s

œChapitre IVœ

Etude des variantes

Introduction

Généralités

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristique très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restent contenus des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le choix du type de barrage se fait en fonction de la caractéristique locale, en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de vallée, du problème de transport et d'approvisionnement, des possibilités en matériel et en main-d'œuvre, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.

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

Sur la base des informations disponibles, le type de barrage sera choisi après calcul des coûts, pour prendre comme solution la variante la plus technico-économique.

IV.1. Le choix du site du barrage

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

En plus de la topographie, la géologie et l'hydrologie sont toujours prises en considération quant au choix de l'axe. En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

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

IV.2. Le choix du type du barrage

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

- ❑ La topographie du site;
- ❑ La morphologie de la vallée ;
- ❑ Les conditions géologiques et géotechniques ;
- ❑ Les matériaux de construction.

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

IV.3. Les variantes à choisir

IV.3.1. Digue homogène avec un enrochement maçonné sur le talus amont

Ce type est le plus facile à réaliser lorsque les matériaux sont suffisamment disponibles. C'est la technique la plus ancienne de barrages en remblais. La pente du talus sera différente selon la résistance du matériau choisi.

Cette digue sera réalisée avec le sable limoneux et des recharges avals et amont en enrochement.

IV.3.2. Digue zoné

Ce type de digue nécessitera des pentes de talus assez doux donc une emprise importante qui réduira substantiellement la capacité de la cuvette. Elle nécessitera de tous les façons une protection en crête et sur les talus.

Cette digue sera réalisée avec une partie centrale en argile et des recharges avals et amont en enrochement.

IV.3.3. Digue en terre à masque amont

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles manque de matériaux convenables, difficulté de mise en œuvre, Dans ce cas la solution c'est le barrage à masque amont. La résistance mécanique est apportée par un remblai homogène à granulométrie élevée (enrochement en général) alors qu'un organe mince tel que un masque en béton est placé plus couramment sur sa face amont pour assurer l'étanchéité.

IV.4. Le choix définitif du type du barrage

IV-4-1-Pré-dimensionnement du noyau

a) Niveau en crête :

$$N_{crN} = NPHE + (0,5-1) m = 511 + 0,5 = 511,5m$$

b) largeur en crête :

Elle est donnée en fonction de la hauteur de la retenue, elle ne doit être inférieure à 2m .on prend $b_{crN} = 2.00 m$.

c) les pentes

On prend $m_1 = m_2 = 2$

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

Tableau IV.1 Détermination des pentes des talus.

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

IV-4-2- Etude comparative

Une étude de comparaison des différents volumes de chacun des types de barrage choisis paraît nécessaire pour faire le choix du type de retenue en fonction du coût et la disponibilité des matériaux de construction.

a) Volume de la digue**a.1. Homogène en remblai et enrochement maçonnés sur les talus**

Pour un barrage homogène totalement en enrochement d'une hauteur de 4 m, on prend les pentes de talus amont et aval : $m_1 = m_2 = 2$.

Tableau IV.2 Volume de la digue.

Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	d (m)	v (m ³)
0	9.85	132.5	1305.125
19.7		124.6	2747.43
24.4	22.05	102.2	4006.24
54	39.2	120.3	5052.6
30	42	112.4	3287.7
28.5	29.25	108	1539
0	14.25		
volume totale			17938.095

Tableau IV.3 Devis de la première variante digue en terre homogène

Unité	enrochements	remblai	excavations	Géotextile	maçonnerie	TOTAL
	m3	m3	m3	m3	m2	
prix unitaire	800	900	300	400	30000	
volume	15000	25475.11	30000	8000	5000	
prix	12000000	22927599	9000000	3200000	150000000	197127599

a.2. Digue zonée :

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 4m on prend les pentes des talus amont et aval ($m_1=m_2=2$),

Données et dimensionnements :

Pente des talus :

Amont $m_1=2$ Aval $m_2=2$

Hauteur du barrage au droit de lit : $H_b = 4.2m$

Hauteur du noyau : 3.2m

Largeur en crête du noyau $b_{cr}=2m$

Les pentes des talus du noyau préalable :

- Talus amont est 2
- Talus aval est aussi 2

Largeur du base du noyau au droit du lit $b_n=16m$

Tableau IV.4 Volume du Noyau.

Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	d (m)	v (m ³)
0	16.05	132.5	2126.625
32.1			
36.61	34.355	124.6	4280.633
72.88	54.745	102.2	5594.939
48.72	60.8	120.3	7314.24
31.04	39.88	112.4	4482.512
0	15.52	108	1676.16
volume totale			29795.959

Tableau IV.5 Volume des recharges.

Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	d (m)	v (m ³)
0	8.74	132.5	1158.05
17.48			
21.38	19.43	124.6	2420.978
	28.535	102.2	2916.277
35.69	31.91	120.3	3838.773
28.13			
16.58	22.355	112.4	2512.702
	8.29	108	895.32
0	volume totale		13742.1

On n'a pas cette quantité en argile donc on ne peut pas construire un barrage zoné

a.3. Digue en terre à masque amont :

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 4m on prend les pentes des talus amont et aval ($m_1=m_2=2$), le volume du noyau et des recharges sont respectivement :

$$V=14461.2 \text{ m}^3$$

Tableau IV.6 Devis de la troisième variante digue en terre à masque amont

Unité	enrochements	remblai	excavations	béton	TOTAL
	m3	m3	m3	m2	
prix unitaire	800	900	300	32000	
volume	15000	25475.11	30000	6500	
prix	12000000	22927599	9000000	208000000	251927599

b) Evaluation du coût total des variantes de la digue

Tableau IV.7 les coûts des variantes étudiées.

type de barrage	couts MDA
Digue homogène	197.13
Digue zonée	207.12
Digue en terre à masque amont	251.93

Conclusion

D'après l'estimation du coût des différentes variantes, on remarque que le type de digue homogène est le plus économique.

Selon l'étude géologique et géotechnique, ainsi que la disponibilité des matériaux nous adoptons pour la même variante –digue homogène- elle est aussi la plus facile à mettre en place techniquement.

œChapitre Vœ

Etude de la variante choisie

Introduction

Situé à l'étude des variantes réalisée dans le chapitre précédant, on a opté pour la première variante à savoir une digue homogène avec un enrochement maçonnés sur talus amont.

Dans ce chapitre, on a abordé tous les points essentiels de l'étude détaillée de la digue telle que l'étude d'infiltration et l'étude de stabilité afin de confirmer le choix de la variante.

V.1. Définition de profil général du barrage :

La digue est en enrochement maçonnés et un noyau de remblai, avec une hauteur totale de 4.2 m. La largeur en crête est de 4 m, et les fruits des talus amont et aval sont données $m_1=m_2=2$.

V.2. La Classification de l'ouvrage

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. et pour connaître la classe de notre barrage nous avons le tableau suivant :

Tableau V.1 Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs de barrage (m)			
Sols rocheux.	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique.	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le tableau (V.volkov, 1986) notre barrage appartient à la classe IV.

V.3. Protection de la crête

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compactée. Pour le barrage en remblai, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante les matériaux de la couche de crête.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toutes stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un devers amont uniforme de (3 à 4) % qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

V.4. Protection des talus :

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluie, au renard provoqué par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues ainsi que la vidange rapide.

Pour la protection du talus aval nous avons dans les régions du climat chaud il Ya lieu de fixer un revêtement en pierre d'épaisseur de 0.1à0.2m.

Donc en prend l'épaisseur du talus aval

$$e_{\text{aval}} = 0.2 \text{ m}$$

Et pour la protection du talus amont, nous avons opté pour la solution de revêtement en enrochements maçonnés dont nous devons déterminer l'épaisseur de la pierre.

On a plusieurs formules de calculer l'épaisseur de revêtement du talus amont parmi eux on a la formule de Tennessee Valley Authority (TVA)

$$e = Cv^2 \dots \dots \dots (V.1)$$

v : vitesse des vague déterminée par la formule de Gaillard $v = 3.16 \text{ m/s}$

C : coefficient dépend de fruit de talus et du poids spécifique γ_b de l'enrochement utilisé le coefficient est donné par le tableau ci-après

Tableau V.2 Valeurs de C en fonction des pentes de talus et γ

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\gamma = 2,50$	$\gamma = 2,65$	$\gamma = 2,80$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030

On prend $\gamma_p = 2.5$ d'après le tableau $C = 0.031$; donc nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e = 0.31$; mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,50m.

V.4.Calcul d'infiltration à travers la digue et la fondation

L'infiltration d'eau à travers le corps du barrage en terre et sous ses ouvrages est créé par la charge d'eau au bief amont. Elle a pour conséquence la perte d'eau et le problème d'instabilité (Renards).

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries de barrages sont provoquées par la déformation d'infiltration, c'est pourquoi il faut toujours exécuter un calcul d'infiltration, donc établir la position de la ligne phréatique dans le massif du barrage, déterminer le gradient ; les vitesses et les débits d'infiltrations à travers de l'ouvrage et le sol de fondation.

V.4.1. Tracer de la ligne de saturation :

KOZENY a montré que, dans un barrage en terre, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal. Le barrage en terre est muni d'un drain qui rabat la ligne phréatique. La parabole de KOZENY a pour foyer l'extrémité amont du drain auquel se raccorde la ligne de saturation. L'équation de cette parabole est donnée par :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \dots \dots \dots (V.2)$$

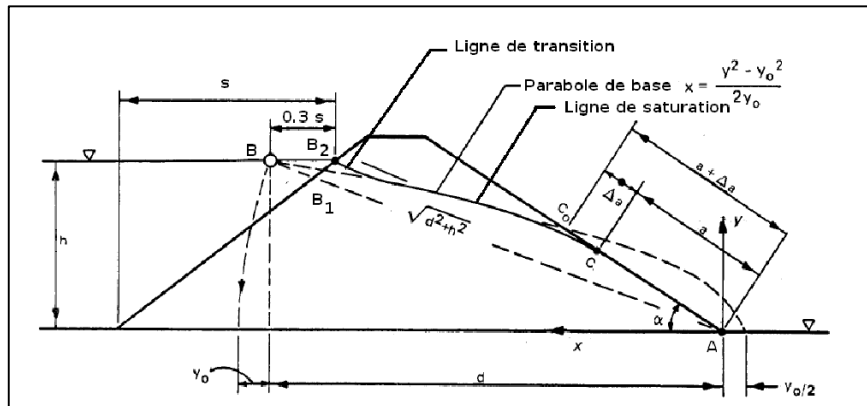
Où:

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d ;$$

d: étant la largeur en base du barrage;

b: étant la projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.



Source : polycopié Mr. M.K.MIHOUBI, Calcul d'infiltration.

Figure V.1 : tracé de la ligne de saturation cas d'un barrage homogène

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

d₀ : Largeur en base du barrage diminuée de **0,7b** ;

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont, (déterminé graphiquement) ; **b=m₁*h=5.8 m**

h : La hauteur d'eau en amont (jusqu'à le niveau de la retenue normale). **h_{NNR}=2.9 m** ;

L'emprise de barrage : $L_b = m_1.h_b + m_2.h_b + b_{cr}$ D'où **$L_b = 20m$**

$$d = L_b - 0,7.b - L_d$$

D'où : **d = 15.94 m**

On aura donc :

$$Y_0 = 0.26 \text{ m}$$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$Y^2 = 0.52 * X + 0.07$$

Tableau V.3 : Coordonnées de la parabole de KOZENY

X	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Y	0.26	0.77	1.05	1.28	1.47	1.63	1.79	1.93	2.06	2.18	2.30	2.41	2.51	2.61	2.71	2.81	2.90	2.98

La parabole coupe le plan d'eau amont en un point A situé à une distance horizontale du talus: $AB = 0,3 \text{ b}$.

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de KOZENY, on raccorde celle-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au talus amont en B et tangente à la parabole.

En aval, on fait aboutir la ligne de saturation en un point D sensiblement situé au $\frac{2}{3}$ de OC.

On a effectué le processus d'infiltration dans le corps et la fondation du barrage utilisant le logiciel Geostudio, les quantités d'eau infiltrée à travers la base et par le corps sont quantifiées.

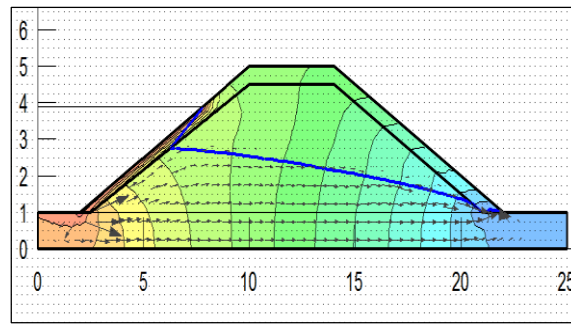


Figure V.2 :tracé de la ligne de saturation

V.5.2. Débit d'infiltration à travers le corps :

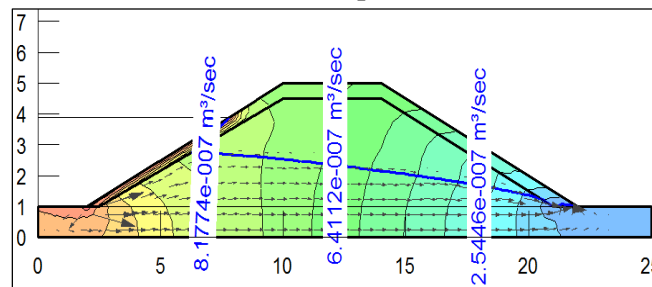


Figure V.3 : débit d'infiltration à travers le corps

V.5.3. Débit d'infiltration à travers la fondation

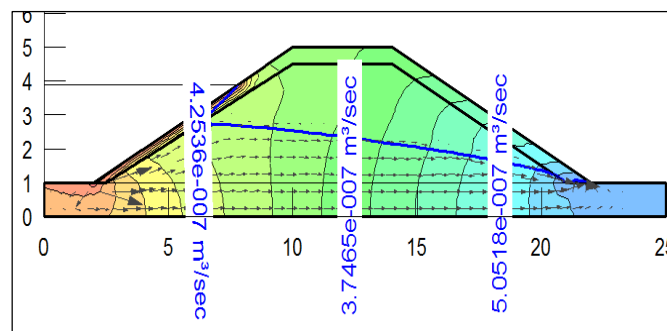


Figure V.4 : Débit d'infiltration à travers la fondation

Donc on prend pour une valeur moyenne de débit

1. Débit d'infiltration à travers le corps :

$$Q = 5,71 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$$

2. Débit d'infiltration à travers la fondation :

$$Q = 4,35 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$$

V.5.4. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :

1. dispositif d'étanchéité :

La résistance d'information du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \dots\dots\dots (V.3)$$

ΔH : perte de charge dans le corps de la digue.

δn : épaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau

Tableau V.4 Classification des barrages

Classe de l'ouvrage	Sol de fondation	
	Rocheux	Meuble
I	$100 \text{ m} > H_b$	$50 > H_b$
II	De 50 à 100 m	De 25 à 50 m
III	De 20 à 50 m	De 15 à 25 m
IV	$20 \text{ m} < H_b$	$15 \text{ m} < H_b$

Tableau V.5 Gradient hydraulique admissible.

Sol du corps du barrage.	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.6	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.0
Limon sableux	0.55	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à la classe I, alors on prend $I_{adm}=0.45$

Donc : $\Delta H=2.9 \text{ m}$; $\delta n=12 \text{ m}$; $I = 0,24 \leq I_{adm}$

D'où la résistance à l'infiltration est assurée.

2. fondation du barrage :

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots(V.4)$$

Avec :

I_{cr} : gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de la fondation.

Il est donné par le tableau ci-dessous :

Tableau V.6 Détermination du gradient d'infiltration admissible.

Sols de fondation	I_{cr}
Argile	1,2
Limon	0,65
Sable gros	0,45
Sable moyen	0,38
Sable fin	0,29

K_s : coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe de barrage d'après le tableau suivant :

Tableau V.7 Détermination de coefficient de sécurité

Classe du barrage	I	II	III	IV
K_s	1,25	1,2	1,15	1,1

If : gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule suivante :

$$I_f = \frac{dH}{L \square 0,88T_c} \dots\dots\dots (V.5)$$

Tc : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation. (Tc=3m)

H : charge d'eau (H=2.9 m).

L : longueur à la base du barrage (L=20 m).

On a donc : If = 0,13

Notre barrage appartient à la classe I ce qui donne (Ks=1.25).

La fondation est en sable fin ce qui donne (Icr=0.29).

$$\text{On a donc : } I_f = 0,13 < \frac{I_{cr}}{K_s} = 0.23$$

Donc la condition est vérifiée et la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée.

V.5.Calcul de stabilité

V.5.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (Pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer.

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (Méthode de FELLENIUS) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

1. soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et / ou déterminer à priori.
2. Soit par une série de calculs dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

a. Le glissement des talus : Il existe plusieurs types

a-1. Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

a-2. Glissement en cascade.

a-3. Glissement, puit renard

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.

b. l'instabilité mécanique en fondation

V.5.2. Conséquences de l'instabilité des talus

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (Talus aval et talus amont).
- Fonctionnement normal (Talus amont et talus aval).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau.

Tableau V.8 Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de			
Etat des actions	I	II	III	IV
Fondamentales(sans séisme).	1.30-1.20	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10-1.05
Singulières(avec séisme)	1.10-1.05	1.10-1.05	1.05	1.05

Notre barrage fait partie de la classe I, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,3 - 1,2$
- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,10-1.05$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

V.5.3. Le principe de la méthode (Méthode des tranches)

- Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
- Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage.

(K_1 - K_2) : sont déterminés d'après le tableau (V.9) en fonction de pentes de talus.

Tableau V.9 (K_1 - K_2) en fonction des pentes des talus(V.volkov, 1986)

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0.75	0.75	1.0	1.5	2.2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

Notre barrage fait partie de la classe I, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,3 - 1,2$
- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,10-1.05$

Le tableau suivant montre les valeurs trouvées :

Tableau.V.10 Rayon max et min pour chaque talus

Talus	Pente de talus	K ₁	K ₂	R ₁ (m)	R ₂ (m)
Amont	2	0,75	1.75	3.15	7.35
Aval	2	0,75	1,75	3.15	7.35

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons R₁ ; R₂ avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o ».

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0.1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$
- Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$

Avec : α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

V.5.4. Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

a. Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit :

$$G_n = b (\gamma_1 .h_1 + \gamma_2 .h_2 + \gamma_3 .h_3) \dots\dots\dots (V.6)$$

h₁ , h₂ , h₃ : hauteurs des tranches.

γ₁: densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation.

γ₂: densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation.

γ₃: densité de l'assise.

b : largeur de la tranche.

b. Force de pression interstitielle :

Dans le cas ou le barrage est à son niveau normal de le retenue (NNR).

$$P = U . dl = \gamma_w . h .dl \dots\dots\dots (V.7)$$

U : pression interstitielle.

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

γ_w : poids volumique de l'eau $\delta w=1\text{KN/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

c. Forces de cohésion :

$$F_c = c .dl \dots\dots\dots (V.8)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

V.5.5. Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

1. Les forces stabilisatrices :

a. Force de frottement :

$$F_1 = N \cdot n \cdot \tan \varphi - U \cdot dl \cdot \tan \varphi. \dots\dots\dots (V.9)$$

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b. Force de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots (V.10)$$

Avec :

$$dl = \frac{2 \cdot \pi \cdot r \cdot B_i}{360} = \frac{b}{\cos \alpha}$$

R : rayon de la courbe de glissement.

B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N \cdot n - U \cdot dl) \tan \varphi + c \cdot dl] \cdot R. \dots\dots\dots (V.11)$$

2. Les forces motrices :

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique ($N \cdot t$), (force de cisaillement) du poids ($G \cdot n$) qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \cdot \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (V.12)$$

Remarque que :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section divisée}}{10} \dots\dots\dots (V.13)$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha} \dots\dots\dots (V.14)$$

V.5.6. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

La stabilité des talus est analysée pour les états de charge suivants ou étapes de réalisation de l'ouvrage:

Fin de construction.

Opération ou exploitation (barrage plein).

Vidange rapide.

□ Fin de construction

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \tan \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\tan \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq F_{adm}$$

□ **Opération ou exploitation (barrage plein)**

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - p_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i dl) (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq F_{adm}$$

□ **Vidange rapide (talus amont)**

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq F_{min}$$

Tableau V.11 Caractéristiques géotechniques des sols

	Angle de frottement(°)	Cohésion C (bar)	Poids volumique(t/m ³)	
			Sèche	Saturé
Corps de la digue	16.15	0.16	1.85	2.67

Tableau V.12 Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation			Coefficients de sécurité
			Sans séisme (Kss,adm)= 1,20 _ 1,30
Fin de Construction	Talus aval		
	R1	7 m	1.333
	R2	6.49 m	1.38
	R3	5.5 m	1.379
Vidange Rapide.	Talus amont		
	R1	7.62m	1.4
	R2	5.6m	1.38
	R3	4.8m	1.35
Fonctionnement Normal	Talus aval		
	R1	7 m	1.49
	R2	6.49 m	1.57
	R3	5.5 m	1.85

Conclusion

D'après les résultats obtenus pour différents types de fonctionnements, nous remarquons que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme. Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

œChapitre VIœ

Etude des ouvrages annexes

Introduction

Après avoir choisie la variante de la digue du 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 critères.

Chaque catégorie d'ouvrages comporte différentes variantes, présentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrages le plus adéquat en fonction des considérations technico-économiques.

VI.1. Les évacuateurs de crues

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux. Un barrage s'il retient l'écoulement, il doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnels, mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge, on prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crues.

VI.1.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue :

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont:

- a. La sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- b. Les difficultés de réalisation.
- c. Les exigences topographiques du site.
- d. Les exigences géologiques de la fondation.
- e. La facilité d'entretien.
- f. La facilité de modification.
- g. Le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories :

1. Les évacuateurs à surface libre appelés déversoirs.
2. Les évacuateurs vannés, ils peuvent être de fond ou de demi-fond : par puits noyé.

VI.1.2. Différents types des évacuateurs de crues :

Les évacuateurs de crues peuvent être classés Selon leur type de fonctionnement hydraulique, en deux groupes : les évacuateurs de surfaces et les évacuateurs en charges.

VI.1.2.1. Les évacuateurs de crues de surface ou latéral :

Les déversoirs à seuils libre se révèlent la meilleure option en terme de fiabilité, simplicité, sécurité, coûts de construction et maintenance. Ils ne nécessitent aucune intervention humaine pour leur fonctionnement et ne sont donc pas susceptible de tomber en panne en cas de crue, ou bien de s'ouvrir intempestivement en période normale. L'évacuateur de surface est le plus répandu en raison de sa facilité d'implantation et ses avantages hydrauliques, on distingue :

a. Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal :

L'Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal a un seuil disposé face à la rivière : l'écoulement ne change pas de direction. Il présente les avantages suivants:

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet, ainsi que la facilité de réalisation.
- Le coût de réalisation est peu élevé.

Cependant, ils ne permettent aucune maîtrise du débit déversé (et donc des variations de débit à l'aval), ils exigent donc une protection telle qu'un dissipateur d'énergie en aval.

b. Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral :

L'évacuateur est à entonnement latéral lorsque le seuil est disposé parallèlement à la rivière : l'écoulement change de direction à 90°. Lorsque le débit de crue est important, le seuil est en principe très long, ce qui conduit en général à choisir ce type d'évacuateur. L'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral présente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

VI.1.2.2. Les évacuateurs vannés de fond ou de demi-fond :

Les évacuateurs de crues de demi-fond ou de fond comportent une partie verticale en forme de puits qui se prolonge par une galerie ou une conduite qui passe sous l'ouvrage ou sous l'un de ses appuis et rejoint la vallée au pied du barrage.

Ils fonctionnent en charge normalement sur tout ou partie de leur longueur.

De manière générale, les pertuis de fond comprennent deux vannes : une vanne de garde et une vanne de contrôle du débit.

a. Evacuateur de crues en puits (tulipe) :

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval. La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice.

Ce type d'ouvrage équipe le plus souvent les grands barrages vu les avantages suivants:

- a. Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- b. Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs présente les inconvénients suivants :

- a. Problème de saturation (débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- b. Problème de vibration.
- c. Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- d. Prévoir des protections anti-vortex (coût et entretien).
- e. Dissipation au pied de la digue.

On rejette cette variante car le débit d'évacuation est faible en plus des difficultés d'implantation.

b. Evacuateur de crues en siphon :

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages suivants:

1. Aucune exigence topographique.
2. Calcul usuel.

Ses inconvénients sont :

1. Amorçage et le désamorçage.
2. Entretien indispensable.
3. Débit faible à évacuer.
4. Dispositif sur le corps de la digue.

Conclusion

On garde la position actuelle de cet ouvrage donc c'est un évacuateur de crue latérale à entonnement frontal avec un déversoir de type bec de canard. nous avons adopté la réalisation de cet ouvrage avec des dalots préfabriqués, pour maintenir la circulation des véhicules sur la route.

VI.1.3. Dimensionnement de l'évacuateur de crue:**1. Un déversoir en bec de canard**

Est un évacuateur à entonnement mixte, un peu frontal et beaucoup latéral, il est constitué d'un seuil en plan présent trois parties rectilignes (rectangle ou trapèze allongé), ou une seule partie semi-circulaire et deux rectilignes de chaque côté. Il a d'avantage d'économie de l'évacuateur à entonnement frontal, les déversoirs en bec de canard sont généralement projetés sur les flancs des barrages en terre ou en enrochement, car la réduction considérable est réalisée de l'excavation du canal d'approche et du chenal d'écoulement. Le débit déversant par un déversoir en bec de canard est inférieur à celui d'une crête rectiligne pour une longueur équivalente, ceci est rendu compte par un coefficient de débit réduit du déversoir en bec de canard dû à l'effet faisant le coin de déversoir par rapport à celui du déversoir droit standard ayant le même profil de crête.

Le procédé de calcul est expliqué ci-dessous :

1. Après avoir connaître les paramètres hydrauliques de déversoir ($Q_{\max}$, h_d , et la largeur L_0), on opte pour une configuration de déversoir en bec de canard rectangulaire ou trapézoïdale telle que sa longueur L_1 est inférieure à L_0 .
2. Calcul de l'effet faisant le coin sur le débit $l_d = \frac{e}{1-f}$ Où **e** et **f** sont en fonction de l'angle ϕ de coin de déversoir en bec de canard, suivant l'annexe VI.1.
3. Calcul de coefficient de réduction : $c_r = 1 - \frac{2l_d}{l_1}$
4. Le débit déversé est calculé par : $Q_1 = c_r c_d l_1 h_d \sqrt{2gh_d}$
5. La longueur total de déversoir : $L_d = 2L_{d1} + L_1$ avec $L_{d1} > 2 L_d$
6. Si $Q_1 \neq Q_{\max}$, répètent le calcul avec d'autre longueur L_i jusqu'à ce que le débit calculé égale au débit de projet.

Paramètres géométriques de déversoir

Plusieurs dispositions sont possibles dans le choix des paramètres géométriques de déversoir en bec de canard, cependant on va adopter un déversoir à seuil en plan trapézoïdal avec un angle de coin de 135° .

On a : $l_d = \frac{e}{1-f}$ ($e = 0.1$ et $f = 0.94$ dans l'abaque : annexe III.4).

$$l_d = 1.67$$

$$c_r = 1 - \frac{2l_d}{l_1} \quad \text{ET : } Q_1 = c_r c_d l_1 h_d \sqrt{2gh_d}$$

Par itérations on a calculer C_r correspondant à Q_1 qu'est égal à $Q_{\max} = 28.90 \text{ m}^3/\text{s}$:

$$C_r = 0.83 \quad \text{et} \quad L_1 = 20.03 \text{ m.}$$

Détermination des côtes de déversoir

Plusieurs combinaisons de L_{d1} et de L_1 sont possibles, et celle que des ajustements meilleurs les conditions d'emplacement peuvent être adopté.

$$L_{d1} = 29.4 \text{ m}$$

$$L_d = 2 * L_{d1} + L_1 = 78.8 \text{ m}$$

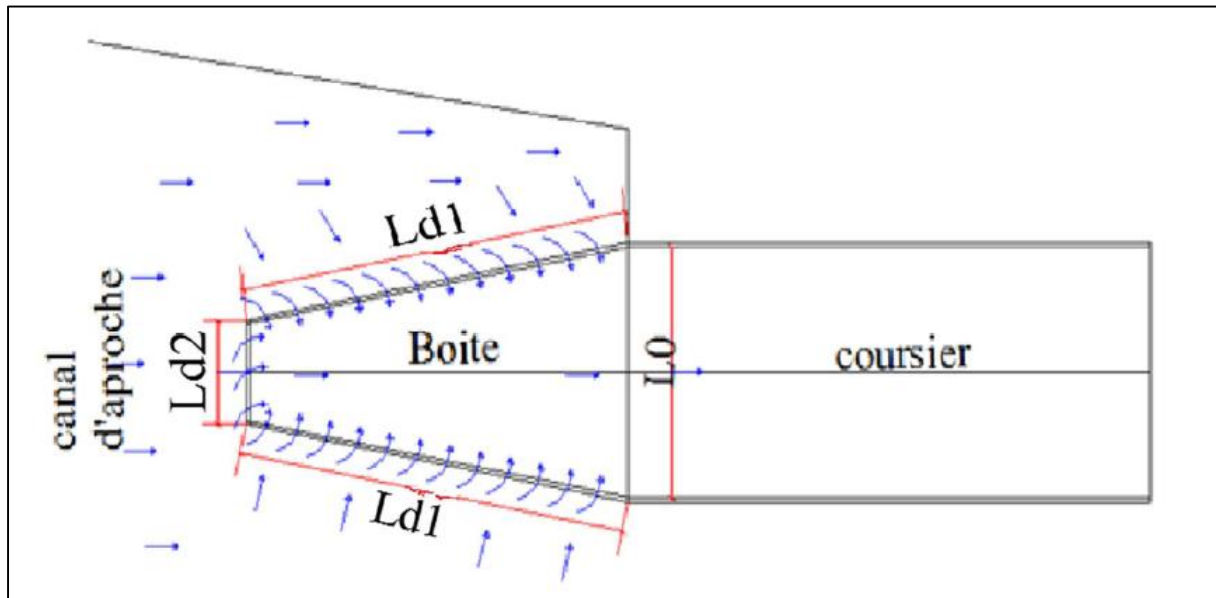


Figure VI.1 : Descriptions de déversoir en bec de canard.

Calcul hydraulique de déversoir et la boîte d'écoulement

Etapas de calcul

- On divise la boîte d'écoulement en 10 tronçons, chaque tronçon de 2.94 m de longueur vers le sens d'écoulement.

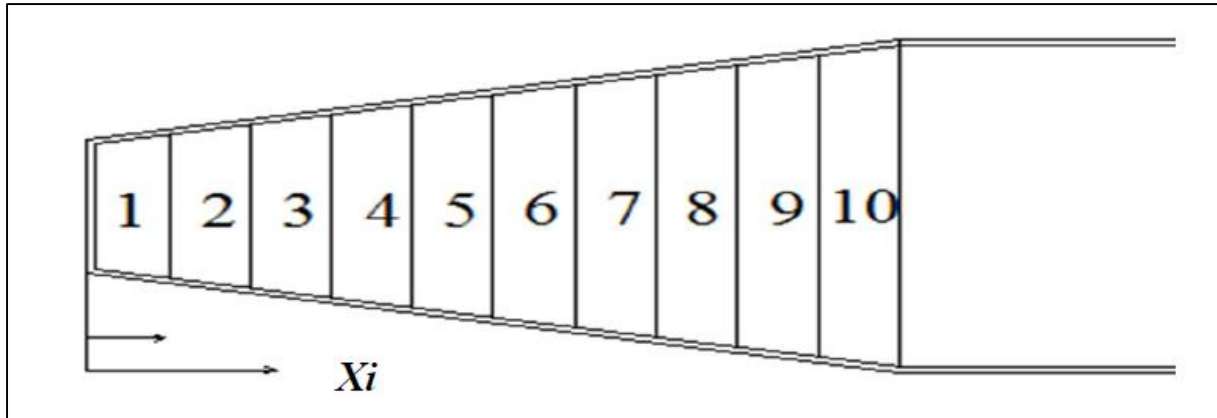


Figure VI .2 : Calcul de la boîte d'écoulement.

- Calcule de débit spécifique et le débit de chaque site x_i :

$$q_0 = \frac{Q}{L_d} = \frac{28.9}{78.8} = 0.37 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$Q_i = q + 2 \cdot q_0 \cdot X_i \quad \text{Avec : } q = q_0 \cdot L_1 = 7.35 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- On fixe la vitesse moyenne de tronçon initial, $V_{in} = 1 \text{ m/s}$ ($x_i = 2.94 \text{ m}$). et la vitesse à la fin de la boîte $V_{fin} = 5 \text{ m/s}$, et on détermine la vitesse moyenne de chaque site x_i .

$$V_i = V_{in} + a (x_i - 1)$$

Avec : a : Coefficient de proportionnalité.

$$a = \frac{V_{fin} - V_{in}}{L - 1} = \frac{5 - 1}{28.4} = 0.18$$

- Calcule la section mouillée, et la largeur de la boîte d'écoulement de chaque site x_i .

$$S_i = \frac{Q_i}{V_i} \quad \text{et} \quad b_i = L_{d2} + \frac{x_i \cdot (L_0 - L_{d2})}{L_{d1}}$$

- Calcul de la profondeur d'eau et la pente de chaque site x_i :

$$H_i = \frac{q_i}{V_i \cdot B}$$

- La pente du fond est calculée par la formule suivante :

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

La perte de charge est calculer par :

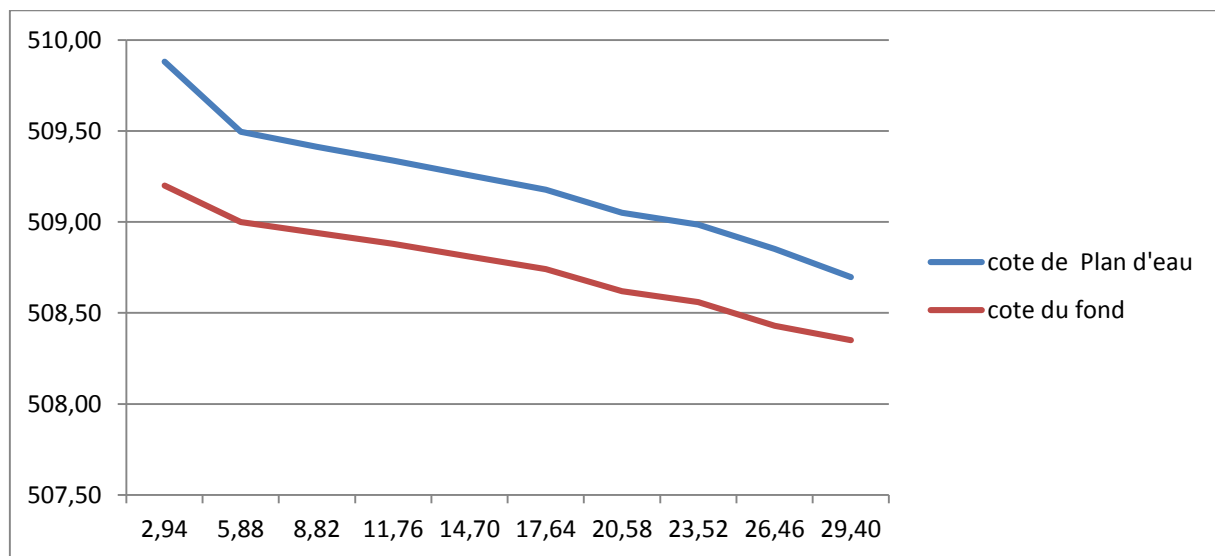
$$\Delta h_i = I_i \cdot \Delta x_i$$

$$\Delta x_i = x_i - x_{i-1}$$

Les résultats de calcul hydraulique de la boîte sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 Récapitulatif du calcul de la boîte d'écoulement.

	xi	Qi	bi	vi	si	Hi	Ri	Ii	Δhi	cote du fond	cote de plan deau
1.00	2.94	9.53	25.03	1	47.63	0.68	0.65	0.001	0.00	509.2	509.88
2.00	5.88	11.70	30.02	1.68	34.76	0.50	0.48	0.007	0.02	509	509.50
3.00	8.82	13.88	35.02	2.09	33.12	0.47	0.46	0.012	0.04	508.94	509.41
4.00	11.76	16.05	40.02	2.51	32.02	0.46	0.45	0.019	0.05	508.88	509.34
5.00	14.70	18.23	45.02	2.92	31.23	0.45	0.44	0.027	0.08	508.81	509.26
6.00	17.64	20.40	50.01	3.33	30.64	0.44	0.43	0.036	0.11	508.74	509.18
7.00	20.58	22.58	55.01	3.74	30.18	0.43	0.42	0.047	0.14	508.62	509.05
8.00	23.52	24.75	60.01	4.15	29.80	0.43	0.42	0.059	0.17	508.56	508.99
9.00	26.46	26.93	65.00	4.56	29.50	0.42	0.42	0.072	0.21	508.43	508.85
10.00	29.40	29.11	70.00	5	24.26	0.35	0.34	0.090	0.56	508.35	508.70

**Figure VI.2** Profil en long de la boîte d'écoulement.

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charge et de guider calmement la crue vers le seuil déversant.

Calcul de la vitesse d'approche

On a : $0.4 < \frac{p}{h} < 1.6$ on va prendre $P=1m$, Alors $0.4 < \frac{p}{h} = \frac{1}{0.86} = 1.16 < 1.6$

$$v = \frac{Q}{S} = \frac{q * L_{d2}}{(p + h) * L_{d2}} = 0.2 \text{ m/s}$$

$V < V_{adm}$ **Alors pas de risque d'érosion.**

Après la boîte d'écoulement on utilise des dalots préfabriqués de section 1.5 x 1.5 m, pour éviter le colmatage de cet ouvrage d'une part et maintenir la circulation des véhicules sur la route.

La longueur de la galerie est obtenue directement du plan topographique $L=27m$.

La vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin de dissipation est de 5 m/s, et le nombre de Froude est de $1.10 < Fr$.

Tableau VI.2 Type de ressaut selon l'USB

Nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1,0 \leq Fr \leq 1,7$	Ressaut ondulé
$1,7 < Fr \leq 2,5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface.
$2,5 < Fr \leq 4,5$	Ressaut oscillant.
$4,5 < Fr \leq 9$	Ressaut stable (Stationnaire).
$Fr > 9$	Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Donc, d'après l'USB ; le bassin de dissipation le plus favorable est un bassin à ressaut ondulé.

Donc un tapis d'enrochements sera mis en place afin d'éviter les érosions.

œChapitre VIIœ

Organisation de chantier et sécurité de travail

Partie I : organisation de chantier

Introduction

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts, elle consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient ;

VII.1) Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, a fin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail.

On peut distinguer les installations suivantes :

VII.1.1) Installations destinées au personnel

En général, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VII.1.2) Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciment nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

VII.1.3. Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.1.4. Installation destinée pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VII.1.5. les moyens de chantier

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci après :

- a) les compacteurs à pneus ;
- b) les rouleaux à pieds dameurs pour le compactage des sols fins ;
- c) les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- a) la décapeuse automotrice (motor scraper) ;
- b) la pelle hydraulique associée à des camions favorisant ainsi le mélange de plusieurs horizons et est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloigné du barrage ou a un relief très marqué.

VII.2) Planification

VII.2.1) Définition

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- installation des postes de travail ;
- observations instantanées ;
- analyse des tâches ;
- le chronométrage ;
- définition des objectifs et des attributions ;
- simplification des méthodes ;
- stabilisation des postes de travail.

VII.2.2) Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

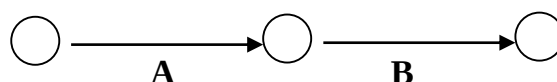
VII.2.2.1) méthodes basées sur le réseau

VII.2.2.1.1) Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

➡ Réseau à flèches

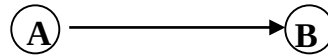
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

➡ Réseau à noeuds

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération **(B)** ne peut commencer que si l'opération **(A)** est complètement achevée.

VII.2.2.1.2) Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- ♦ **Etablissement d'une liste des tâches**

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

- ♦ **détermination des tâches antérieures**

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- ♦ **Construction des graphes partiels ;**

- ♦ **Regroupement des graphes partiels ;**

- ♦ **Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;**

- ♦ **Construction du réseau ;**

VII.2.2.1.3) Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VII.2.2.3) les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VII.2.2.3.1) collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

VII.2.2.3.2) décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VII.2.2.3.3) relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VII.2.3. les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

VI.2.3.1) Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\mathbf{C.C \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.P} \end{cases}}$$

VII.2.3.2) Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$\mathbf{T = \frac{Q.N}{n}}$$

Avec :

$$\begin{cases} \mathbf{Q = Quantité de travail} \\ \mathbf{N = Rendement} \\ \mathbf{n = Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VII.2.4) les plannings

Il existe trois types de plan de travail :

VII.2.4.1) plan de travail au plus tôt

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VII.2.4.2) plan de travail au plus tard : (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VII.2.4.3) plan de travail intermédiaire

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VII.3. délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne économie la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservi par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VII.4) Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau (VII.1) symboles des opérations

Nom des opérations	OP	TR(mois)
- Travaux routiers	A	2
-Installation de chantier	B	2
-Déboisement de la cuvette.	C	1
-Décapages généraux	D	3
-Préparation des zones d'emprunt.	E	2
-Remblai des fondations.	F	6
- Recharge de la digue	G	4
-Remblai soigneusement compacté.	H	2
-Génie civil de l'évacuateur de crue.	I	3
-Revêtement des talus.	J	2
-Equipement hydrauliques.	K	2
-Finitions.	L	3

VII.5) Détermination des chemins critiques

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

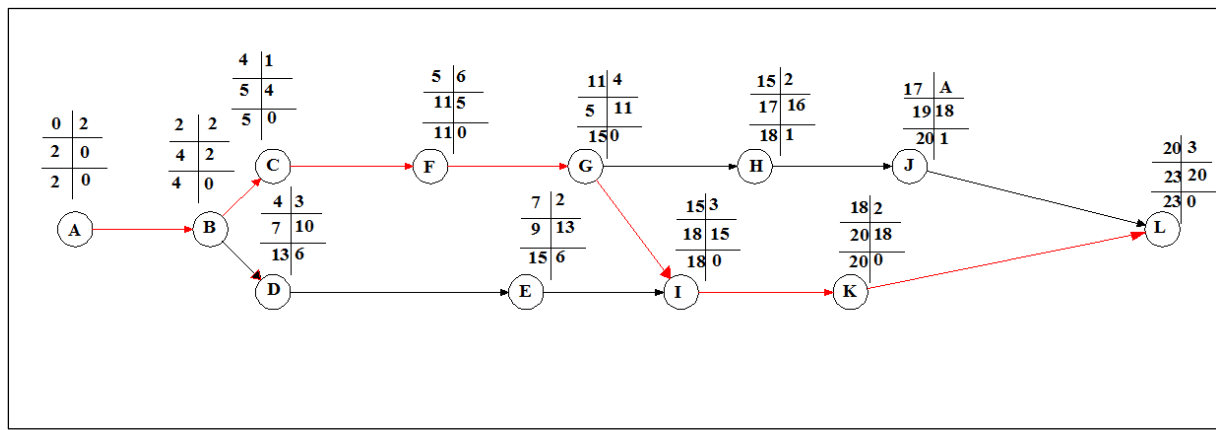


Figure VII.1 Calcul par C.P.M du réseau à nœud

VII.6) Technologie des principaux travaux

VII.6.1) Exécution des voies d'accès

Pour l'accès à tous les ouvrages pendant la période de construction et d'exploitation, on prévoit une piste d'accès.

VII.6.2) Exécution des travaux de terrassement

Les travaux de terrassement sont exécutés avec le même matériel utilisé pour les voies d'accès.

- 1) Creusage et déplacement des terres à l'aide de bulldozer.
- 2) Humectage des matériaux, à l'aide d'un camion-citerne ou par un asperseur, elle est effectuée dans le cas où les matériaux sont trop secs.
- 3) Compactage des matériaux, dans notre cas on utilise un rouleau à pied, car notre sol est argileux.
- 4) Nivellement des talus, pour le canal de restitution le nivellement de talus se fait à l'aide d'une pelle niveleuse.

VII.6.3) Exécution des travaux de bétonnage

➡ Choix de la centrale du béton

Pour le choix de la centrale à béton, il faut d'abord déterminer l'intensité des travaux de bétonnages, qui est calculé par la formule suivante :

$$R = \frac{V_t \cdot K}{T}$$

Avec :

K : Coefficient de disproportionnalité de la mise en place du béton ;

V_t : Volume total du béton en $[m^3]$;

T : Durée de la construction des ouvrages en béton ;

$$T = n \cdot t \cdot n_p \cdot t'$$

Où :

- n : Durée des travaux de bétonnage;
- t : Nombre d'heures de travail par poste ;
- n_p : Nombre de poste par jour ;
- t' : Nombre de jours de travail par année ;

$$R = \frac{V_t \cdot K}{n \cdot n_p \cdot t \cdot t'}$$

Le central à béton est choisi de manière à assurer un rendement technique moyen de l'ordre de 5 (m³/h), ce rendement est beaucoup plus grand par rapport à l'intensité des travaux, ce qui nous permet d'assurer des réserves permettant de continuer les travaux de bétonnage en cas d'arrêt des installations d'exécution des déblais.

VII.6.3.2) Choix du mode de transport du mélange de béton

Le choix de type de transport dépend de :

- La distance de déplacement du béton ;
- L'intensité des travaux du béton ;
- Des caractéristiques des mélanges du béton ;

L'opération de transport doit s'effectuer de telle manière que la qualité du béton ne soit pas altérée.

On utilise un camion équipé d'une benne dans laquelle le béton sera déversé par la bétonnière.

VII.6.4 Devis estimatif du coût du projet

Digue						
Unité	enrochements	remblai	excavations	Géotextile	maçonnerie	TOTAL
	m3	m3	m3	m3	m2	
prix unitaire	800	900	300	400	30000	
volume	15000	25475.11	30000	8000	5000	
prix	12000000	22927599	9000000	3200000	150000000	197127599

Evacuateur de crue			
Déblai	290	100000	29000000
Travaux de bétonnage	42000	890	37380000
dalots	80000	660	52800000
tapis d'enrochement	800	665	532000
Total en H.T			119712000
T.V.A 17%			53862731.83
Total en T.T.C			370702330.8

Partie II : protections et sécurité de travail

Introduction

Les accidents de travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production et surtout, sur le plan humain .

L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise. il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes, de règlements dits « de sécurité ».leur utilité est incontestable. (V.AMBARTSOUMIAN ,1994).

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moment, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

VII.1) Causes des accidents de travail

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

VII.1.1) Causes humaines

Ces causes peuvent sont :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique (emplois inadaptés à l'âge de l'ouvrier).
- Adoption de la solution de facilité.
- Manque de concentration.
- L'agitation.
- La nervosité.

VII.1.2) Causes techniques

- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Le manque d'éclairage.
- de la profession en générale ou du poste de travail en particulier.
- de la nature ou la forme des matériaux.
- les outils et engins utilisés (implantation, entretien).

- l'exécution de travail.
- conditions d'hygiènes et de sécurités.
- des emplacements de travail et des voies de passage rendus glissants par le gel, la neige,
- des corps gras non nettoyé.

VII.2) 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.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

VII.3) 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.

VII.4) Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être aérés et chauffés.

Conclusion

La sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de pallier 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 déboire, de retards et de pertes dans l'entreprise provient des accidents survenant au personnel ; de simples petites meurtrissures aux mortelles.

∞Conclusion ∞

Conclusion générale

Au terme de ce modeste travail, nous avons pu saisir l'importance des inondations et leurs incidences sur la vie des riverains en général. En outre, nous avons pu contribuer à l'étude de protection contre les inondations de la ville de GHARDAIA.

L'étude géomorphologique de bassin versant abritant la ville a révélé que celui-ci est de forme allongée caractérisés par une faible pente. Par conséquent, ceci engendre inévitablement des vitesses d'écoulements très faibles avec un temps de concentration $T_c=3.19$ h.

L'étude hydrologique a été faite dans une optique de déterminer la pluie de projet et les débits de crues pour différentes périodes de retour qui doit être utilisé pour le dimensionnement des différents ouvrages annexes.

En fonction des différents paramètres entrant dans la conception des ouvrages, plusieurs variantes ont été proposées et étudiées dont la variante de digue en matériaux locaux homogènes a été la plus probable vu les conditions de son établissement. La conception de la digue a été faite suivant l'objectif qui est la lutte contre les inondations tout en essayant de garder un impact positif de l'ouvrage sur l'environnement.

L'emplacement et le type d'évacuateur de crue a été arrêté pour un évacuateur à entonnement mixte placé sur la rive droite de la digue, pour une largeur de 70 m après une étude d'optimisation (technico-économique).

A la fin nous pensons avoir atteint notre objectif qui est le bon fonctionnement des ouvrages annexes et le bon contrôle du cours d'eau pour éviter tous les problèmes des inondations.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Badri Toufik, 2007. Etude de faisabilité d'un petit barrage sur l'oued Bou-Kalli. Mémoire de fin d'étude ; département Aménagement et ouvrage Hydraulique. ENSH Blida.

BONNARD ET GARDEL (1996): Etude hydrologique de l'oued Mzab.

B. TOUAIBIA, 2001. Régularisation des débits. Polycopié de cour : régularisation de débit. ENSH Blida. Janvier 2001.

B. TOUAIBIA, 2004. Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004.

B. TOUAIBIA, B. BENLAOUKLI, introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.

DESIGN OF SMALL DAMS (1987) United States of the Department of the interior, Bureau of Reclamation (USBR). Third Edition.

M.K.MIHOUBI, Polycopié mémorandum mémoire de fin d'études. ENSH Blida. 2010.

M.K.MIHOUBI (2004): Cours et polycopie d'ouvrage hydraulique 4^{ème} Année. ENSH Blida.

R.M.KHATSURIA: hydraulics of spillways and energy dissipators newyork 2008

R. ROLLEY ; Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris 1997

Annexes

Annexe III.1 : Pluies mensuelles et moyennes annuelles et maximales journalières (mm)

Code de station				130427										
Nom de station				GHARDAIA										
coordonnées				X : 32924		Y : 324100		Z : 497						
Année	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	annuel	Pmaxj
1990-1991	0.0	0.0	16.2	2.5	2.6	3.7	5.5	1.4	11.7	0.7	0.0	0.0	44.3	10.30
1991-1992	4.1	0.5	3.8	5.5	8.0	0.0	22.5	3.5	9.9	0.0	0.0	0.0	57.8	8.30
1992-1993	0.0	0.0	17.6	0.0	0.0	21.4	0.5	0.0	0.8	0.0	0.0	0.0	40.3	14.60
1993-1994	0.7	11.2	3.4	0.0	5.3	0.0	62.4	1.1	0.0	8.4	0.0	0.0	92.5	26.70
1994-1995	21.3	23.7	5.8	1.3	0.0	54.5	5.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	111.9	31.80
1995-1996	33.9	8.4	5.4	6.7	13.6	24.9	21.1	0.2	0.0	0.0	1.3	0.0	115.5	26.50
1996-1997	0.0	0.8	0.0	2.3	0.2	2.4	0.0	60.3	1.1	0.0	0.0	0.0	67.1	46.50
1997-1998	20.0	10.4	0.0	32.4	0.0	24.1	2.5	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	90.0	30.40
1998-1999	9.9	5.8	0.0	48.3	0.0	0.8	4.4	0.0	1.2	0.0	7.6	0.0	78.0	18.60
1999-2000	0.9	0.0	4.6	27.7	0.0	20.1	3.6	0.0	6.1	1.8	0.0	0.0	64.8	18.10
2000-2001	26.4	13.1	67.4	0.0	0.0	1.3	0.3	1.7	0.0	0.0	0.0	11.4	121.6	12.00
2001-2002	12.8	0.5	5.7	23.6	0.7	0.0	2.7	0.8	1.6	0.1	0.0	3.7	52.2	19.10
2002-2003	10.1	26.6	16.9	0.0	18.4	2.6	23.5	0.2	0.0	0.1	0.0	6.9	105.3	23.30
2003-2004	7.1	22.3	0.0	3.7	49.0	0.4	7.2	44.8	0.9	34.5	0.0	6.3	176.2	44.00
2004-2005	0.0	0.0	21.2	3.5	6.1	1.1	0.0	0.0	0.0	3.9	1.7	7.7	45.2	13.60
2005-2006	0.0	10.2	2.2	62.8	57.5	0.0	0.2	6.3	4.1	0.0	4.3	2.6	150.2	48.00
2006-2007	7.1	5.8	4.4	13.4	0.1	0.0	4.1	12.3	3.4	0.0	0.0	16.5	67.1	10.20
2007-2008	2.6	0.0	0.0	3.5	5.4	10.3	0.0	0.0	0.6	1.2	1.1	0.0	24.7	7.80
2008-2009	8.8	30.8	59.3	7.3	79.5	1.0	10.5	0.4	0.0	17.4	0.0	0.0	215.0	40.50
2009-2010	45.8	0.0	0.0	0.0	5.6	0.0	0.0	0.0	3.1	1.5	2.0	0.0	58.0	19.10

2010-2011	0.5	3.5	0.0	0.0	1.5	0.0	16.9	14.1	1.5	27.0	0.0	0.0	65.0	14.50
2011-2012	24.0	18.0	0.0	28.1	44.3	23.5	7.5	8.5	0.0	32.5	0.0	0.0	186.4	18.00
2012-2013	0.0	6.0	7.0	2.0	1.2	0.0	3.7	0.7	0.0	0.0	0.1	1.7	22.4	6.50
2013-2014	8.4	9.5	21.5	32.2	59.7	51.4	0.0	0.0	11.6	2.3	6.1	14.3	217.0	23.00
2014-2015	10.1	26.6	16.9	0.0	18.4	2.6	23.5	0.5	0.0	0.0	0.0	6.9	105.5	3.00
moyennes	10.18	9.35	11.17	12.27	15.08	9.84	9.12	6.30	2.30	5.26	0.97	3.12	94.96	94.96
P (%)	10.72	9.84	11.76	12.92	15.88	10.36	9.60	6.63	2.43	5.53	1.02	3.28	100.00	99.96

Annexe III.2 : Valeurs de débits de crues en fonction du temps selon la méthode de SOKOLOVSKY (cas de la montée et Décruée).

Q _{m,P%} pour différentes périodes de retour (m3/s)							Q _{d,P%} pour différentes périodes de retour (m3/s)						
Temps (h)	Qmax (10%)	Qmax (5%)	Qmax (2%)	Qmax (1%)	Qmax (0.1%)	Qmax (0.01%)	Temps (h)	Qmax (10%)	Qmax (5%)	Qmax (2%)	Qmax (1%)	Qmax (0.1%)	Qmax (0.01%)
0	0	0	0	0	0	0	3.9	7.87	10.57	14.15	16.08	24.41	33.89
0.1	0.06	0.08	0.1	0.12	0.18	0.25	4	7.3	9.82	13.13	14.93	22.66	31.46
0.2	0.23	0.31	0.42	0.47	0.72	1	4.1	6.77	9.09	12.17	13.83	20.99	29.15
0.3	0.52	0.7	0.94	1.06	1.62	2.24	4.2	6.26	8.41	11.25	12.79	19.41	26.95
0.4	0.93	1.24	1.66	1.89	2.87	3.99	4.3	5.77	7.76	10.38	11.8	17.91	24.87
0.5	1.45	1.94	2.6	2.96	4.49	6.23	4.4	5.32	7.14	9.56	10.86	16.49	22.9
0.6	2.08	2.8	3.75	4.26	6.46	8.97	4.5	4.88	6.56	8.78	9.98	15.15	21.03
0.7	2.84	3.81	5.1	5.79	8.79	12.21	4.6	4.47	6.01	8.04	9.14	13.88	19.27
0.8	3.7	4.98	6.66	7.57	11.49	15.95	4.7	4.09	5.49	7.35	8.36	12.68	17.61
0.9	4.69	6.3	8.43	9.58	14.54	20.19	4.8	3.73	5.01	6.7	7.61	11.56	16.05
1	5.79	7.78	10.4	11.82	17.95	24.92	4.9	3.39	4.55	6.09	6.92	10.5	14.58
1.1	7	9.41	12.59	14.31	21.72	30.15	5	3.07	4.12	5.51	6.27	9.51	13.21
1.2	8.33	11.2	14.98	17.03	25.85	35.89	5.1	2.77	3.72	4.98	5.66	8.59	11.92
1.3	9.78	13.14	17.58	19.98	30.33	42.12	5.2	2.49	3.35	4.48	5.09	7.72	10.72
1.4	11.34	15.24	20.39	23.18	35.18	48.85	5.3	2.23	3	4.01	4.56	6.92	9.61
1.5	13.02	17.49	23.41	26.61	40.39	56.07	5.4	1.99	2.67	3.58	4.07	6.17	8.57

1.6	14.81	19.9	26.63	30.27	45.95	63.8	5.5	1.77	2.37	3.18	3.61	5.48	7.61
1.7	16.72	22.47	30.07	34.17	51.87	72.02	5.6	1.56	2.1	2.81	3.19	4.85	6.73
1.8	18.75	25.19	33.71	38.31	58.15	80.74	5.7	1.37	1.85	2.47	2.81	4.26	5.91
1.9	20.89	28.07	37.56	42.69	64.8	89.97	5.8	1.2	1.61	2.16	2.45	3.72	5.17
2	23.15	31.1	41.62	47.3	71.8	99.68	5.9	1.04	1.4	1.87	2.13	3.23	4.49
2.1	25.52	34.29	45.88	52.15	79.15	109.9	6	0.9	1.21	1.62	1.84	2.79	3.87
2.2	28.01	37.63	50.35	57.23	86.87	120.62	6.1	0.77	1.03	1.38	1.57	2.39	3.32
2.3	30.61	41.13	55.04	62.55	94.95	131.83	6.2	0.65	0.88	1.17	1.34	2.03	2.81
2.4	33.33	44.78	59.93	68.11	103.39	143.55	6.3	0.55	0.74	0.99	1.12	1.7	2.37
2.5	36.16	48.59	65.02	73.9	112.18	155.76	6.4	0.46	0.61	0.82	0.93	1.42	1.97
2.6	39.12	52.56	70.33	79.94	121.33	168.47	6.5	0.38	0.5	0.68	0.77	1.17	1.62
2.7	42.18	56.68	75.84	86.2	130.85	181.68	6.6	0.3	0.41	0.55	0.62	0.94	1.31
2.8	45.36	60.96	81.57	92.71	140.72	195.38	6.7	0.24	0.33	0.44	0.5	0.75	1.05
2.9	48.66	65.39	87.5	99.45	150.95	209.59	6.8	0.19	0.26	0.34	0.39	0.59	0.82
3	52.08	69.98	93.63	106.42	161.54	224.29	6.9	0.15	0.2	0.26	0.3	0.45	0.63
3.1	55.61	74.72	99.98	113.64	172.49	239.49	7	0.11	0.15	0.2	0.22	0.34	0.47
3.19	58.88	79.12	105.87	120.33	182.65	253.6	7.1	0.08	0.11	0.14	0.16	0.24	0.34
Temps (h)	Q _{d,P%} pour différentes périodes de retour (m3/s)						7.2	0.055	0.0739	0.0989	0.1124	0.1706	0.2368
	Q _{max} (10%)	Q _{max} (5%)	Q _{max} (2%)	Q _{max} (1%)	Q _{max} (0.1%)	Q _{max} (0.01%)	7.3	0.0364	0.049	0.0655	0.0745	0.113	0.1569
3.19	58.88	79.12	105.87	120.33	182.65	253.6	7.4	0.0226	0.0304	0.0406	0.0462	0.0701	0.0974
3.2	12.65	17	22.75	25.86	39.25	54.5	7.5	0.0128	0.0172	0.023	0.0262	0.0397	0.0552
3.3	11.88	15.96	21.36	24.27	36.84	51.15	7.6	0.0064	0.0085	0.0114	0.013	0.0197	0.0274
3.4	11.13	14.96	20.02	22.75	34.53	47.94	7.7	0.0025	0.0034	0.0046	0.0052	0.0079	0.011
3.5	10.42	14	18.73	21.29	32.32	44.87	7.8	0.0007	0.0009	0.0012	0.0014	0.0021	0.0029
3.6	9.74	13.08	17.51	19.9	30.2	41.93	7.9	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0002	0.0003
3.7	9.08	12.21	16.33	18.57	28.18	39.13	8	0	0	0	0	0	0
3.8	8.46	11.37	15.22	17.29	26.25	36.45							

Annexe III.3 : Calcul de l'hydrogramme laminé pour B=70 m

temps	T(100 ans)	I1+i2	(2S/DT)+O	((2S/DT)+O)-2O	O	temps	T(100 ans)	I1+i2	(2S/DT)+O	((2S/DT)+O)- 2O	O
0	0		0	0	0	10	0	0	886.27	869.93	8.17
0.1	0.12	0.12	654.8	643.8	5.5	10.1	0	0	869.93	853.97	7.98
0.2	0.47	0.59	643.92	633.16	5.38	10.2	0	0	853.97	838.38	7.8
0.3	1.06	1.54	633.75	623.23	5.26	10.3	0	0	838.38	823.15	7.62
0.4	1.89	2.96	624.77	614.46	5.16	10.4	0	0	823.15	808.27	7.44
0.5	2.96	4.85	617.41	607.27	5.07	10.5	0	0	808.27	793.73	7.27
0.6	4.26	7.21	612.12	602.1	5.01	10.6	0	0	793.73	779.53	7.1
0.7	5.79	10.05	609.31	599.35	4.98	10.7	0	0	779.53	765.65	6.94
0.8	7.57	13.36	609.4	599.44	4.98	10.8	0	0	765.65	752.09	6.78
0.9	9.58	17.15	612.81	602.77	5.02	10.9	0	0	752.09	738.85	6.62
1	11.82	21.4	619.91	609.71	5.1	11	0	0	738.85	725.91	6.47
1.1	14.31	26.13	631.12	620.66	5.23	11.1	0	0	725.91	713.27	6.32
1.2	17.03	31.34	646.79	635.97	5.41	11.2	0	0	713.27	700.91	6.18
1.3	19.98	37.01	667.3	656.01	5.65	11.3	0	0	700.91	688.85	6.03
1.4	23.18	43.16	693.02	681.14	5.94	11.4	0	0	688.85	677.06	5.89
1.5	26.61	49.78	724.3	711.69	6.3	11.5	0	0	677.06	665.54	5.76
1.6	30.27	56.88	761.48	748.01	6.73	11.6	0	0	665.54	654.29	5.63
1.7	34.17	64.44	804.89	790.43	7.23	11.7	0	0	654.29	643.3	5.5
1.8	38.31	72.49	854.88	839.26	7.81	11.8	0	0	643.3	632.56	5.37
1.9	42.69	81	911.75	894.83	8.46	11.9	0	0	632.56	622.06	5.25
2	47.3	89.99	975.83	957.43	9.2	12	0	0	622.06	611.81	5.13
2.1	52.15	99.45	1047.42	1027.37	10.02	12.1	0	0	611.81	601.8	5.01
2.2	57.23	109.38	1126.82	1104.94	10.94	12.2	0	0	601.8	592.01	4.89
2.3	62.55	119.78	1214.32	1190.43	11.95	12.3	0	0	592.01	582.45	4.78
2.4	68.11	130.66	1310.21	1284.11	13.05	12.4	0	0	582.45	573.12	4.67

2.5	73.9	142.02	1414.77	1386.26	14.26	12.5	0	0	573.12	563.99	4.56
2.6	79.94	153.84	1528.28	1497.15	15.56	12.6	0	0	563.99	555.08	4.46
2.7	86.2	166.14	1650.99	1617.03	16.98	12.7	0	0	555.08	546.37	4.35
2.8	92.71	178.91	1783.17	1746.16	18.5	12.8	0	0	546.37	537.86	4.25
2.9	99.45	192.15	1925.07	1884.79	20.14	12.9	0	0	537.86	529.55	4.16
3	106.42	205.87	2076.94	2033.16	21.89	13	0	0	529.55	521.43	4.06
3.1	113.64	220.06	2239.03	2191.5	23.76	13.1	0	0	521.43	513.49	3.97
3.2	120.33	233.97	2411.56	2360.05	25.75	13.2	0	0	513.49	505.74	3.88
3.3	25.86	146.19	2594.02	2538.3	27.86	13.3	0	0	505.74	498.17	3.79
3.4	24.27	50.13	2684.49	2626.68	28.9	13.4	0	0	498.17	490.77	3.7
3.5	22.75	47.02	2676.81	2619.18	28.82	13.5	0	0	490.77	483.54	3.61
3.6	21.29	44.04	2666.2	2608.82	28.69	13.6	0	0	483.54	476.48	3.53
3.7	19.9	41.19	2652.86	2595.78	28.54	13.7	0	0	476.48	469.58	3.45
3.8	18.57	38.46	2636.96	2580.25	28.36	13.8	0	0	469.58	462.84	3.37
3.9	17.29	35.86	2618.71	2562.42	28.15	13.9	0	0	462.84	456.25	3.29
4	16.08	33.38	2598.28	2542.46	27.91	14	0	0	456.25	449.82	3.22
4.1	14.93	31.01	2575.84	2520.54	27.65	14.1	0	0	449.82	443.53	3.14
4.2	13.83	28.76	2551.55	2496.81	27.37	14.2	0	0	443.53	437.39	3.07
4.3	12.79	26.62	2525.57	2471.43	27.07	14.3	0	0	437.39	431.39	3
4.4	11.8	24.59	2498.05	2444.55	26.75	14.4	0	0	431.39	425.53	2.93
4.5	10.86	22.67	2469.14	2416.3	26.42	14.5	0	0	425.53	419.8	2.86
4.6	9.98	20.84	2438.97	2386.83	26.07	14.6	0	0	419.8	414.21	2.8
4.7	9.14	19.12	2407.67	2356.25	25.71	14.7	0	0	414.21	408.74	2.73
4.8	8.36	17.5	2375.38	2324.7	25.34	14.8	0	0	408.74	403.4	2.67
4.9	7.61	15.97	2342.2	2292.3	24.95	14.9	0	0	403.4	398.18	2.61
5	6.92	14.53	2308.27	2259.15	24.56	15	0	0	398.18	393.08	2.55
5.1	6.27	13.18	2273.68	2225.35	24.16	15.1	0	0	393.08	388.1	2.49

5.2	5.66	11.92	2238.54	2191.03	23.76	15.2	0	0	388.1	383.24	2.43
5.3	5.09	10.74	2202.95	2156.26	23.35	15.3	0	0	383.24	378.48	2.38
5.4	4.56	9.65	2167	2121.14	22.93	15.4	0	0	378.48	373.84	2.32
5.5	4.07	8.62	2130.78	2085.76	22.51	15.5	0	0	373.84	369.3	2.27
5.6	3.61	7.68	2094.38	2050.2	22.09	15.6	0	0	369.3	364.87	2.22
5.7	3.19	6.8	2057.87	2014.53	21.67	15.7	0	0	364.87	360.54	2.17
5.8	2.81	6	2021.33	1978.83	21.25	15.8	0	0	360.54	356.31	2.12
5.9	2.45	5.26	1984.83	1943.17	20.83	15.9	0	0	356.31	352.17	2.07
6	2.13	4.58	1948.43	1907.61	20.41	16	0	0	352.17	348.13	2.02
6.1	1.84	3.97	1912.2	1872.22	19.99	16.1	0	0	348.13	344.19	1.97
6.2	1.57	3.41	1876.18	1837.03	19.58	16.2	0	0	344.19	340.33	1.93
6.3	1.34	2.91	1840.44	1802.12	19.16	16.3	0	0	340.33	336.57	1.88
6.4	1.12	2.46	1805.02	1767.51	18.76	16.4	0	0	336.57	332.89	1.84
6.5	0.93	2.06	1769.97	1733.27	18.35	16.5	0	0	332.89	329.29	1.8
6.6	0.77	1.7	1735.33	1699.42	17.95	16.6	0	0	329.29	325.78	1.76
6.7	0.62	1.39	1701.12	1666.01	17.56	16.7	0	0	325.78	322.35	1.72
6.8	0.5	1.12	1667.4	1633.06	17.17	16.8	0	0	322.35	319	1.68
6.9	0.39	0.89	1634.18	1600.61	16.79	16.9	0	0	319	315.72	1.64
7	0.3	0.69	1601.5	1568.68	16.41	17	0	0	315.72	312.52	1.6
7.1	0.22	0.52	1569.37	1537.29	16.04	17.1	0	0	312.52	309.39	1.56
7.2	0.16	0.38	1537.81	1506.46	15.67	17.2	0	0	309.39	306.34	1.53
7.3	0.11	0.27	1506.85	1476.21	15.32	17.3	0	0	306.34	303.36	1.49
7.4	0.07	0.19	1476.49	1446.55	14.97	17.4	0	0	303.36	300.44	1.46
7.5	0.05	0.12	1446.74	1417.49	14.62	17.5	0	0	300.44	297.59	1.42
7.6	0.03	0.07	1417.61	1389.03	14.29	17.6	0	0	297.59	294.81	1.39
7.7	0.01	0.04	1389.1	1361.18	13.96	17.7	0	0	294.81	292.09	1.36
7.8	0.01	0.02	1361.22	1333.94	13.64	17.8	0	0	292.09	289.43	1.33

7.9	0	0.01	1333.96	1307.31	13.32	17.9	0	0	289.43	286.84	1.3
8	0	0	1307.32	1281.28	13.02	18	0	0	286.84	284.3	1.27
8.1	0	0	1281.29	1255.85	12.72	18.1	0	0	284.3	281.83	1.24
8.2	0	0	1255.85	1231	12.42	18.2	0	0	281.83	279.41	1.21
8.3	0	0	1231	1206.72	12.14	18.3	0	0	279.41	277.04	1.18
8.4	0	0	1206.72	1183.01	11.86	18.4	0	0	277.04	274.73	1.15
8.5	0	0	1183.01	1159.83	11.59	18.5	0	0	274.73	272.48	1.13
8.6	0	0	1159.83	1137.2	11.32	18.6	0	0	272.48	270.27	1.1
8.7	0	0	1137.2	1115.08	11.06	18.7	0	0	270.27	268.12	1.08
8.8	0	0	1115.08	1093.48	10.8	18.8	0	0	268.12	266.01	1.05
8.9	0	0	1093.48	1072.37	10.55	18.9	0	0	266.01	263.96	1.03
9	0	0	1072.37	1051.75	10.31	19	0	0	263.96	261.95	1
9.1	0	0	1051.75	1031.6	10.07	19.1	0	0	261.95	259.98	0.98
9.2	0	0	1031.6	1011.92	9.84	19.2	0	0	259.98	258.07	0.96
9.3	0	0	1011.92	992.69	9.61	19.3	0	0	258.07	256.19	0.94
9.4	0	0	992.69	973.9	9.39	19.4	0	0	256.19	254.36	0.92
9.5	0	0	973.9	955.55	9.18	19.5	0	0	254.36	252.57	0.89
9.6	0	0	955.55	937.62	8.97	19.6	0	0	252.57	250.83	0.87
9.7	0	0	937.62	920.1	8.76	19.7	0	0	250.83	249.12	0.85
9.8	0	0	920.1	902.99	8.56	19.8	0	0	249.12	247.45	0.83
9.9	0	0	902.99	886.27	8.36	19.9	0	0	247.45	245.82	0.81
						20	0	0	245.82	244.23	0.8

Annexe III.4 : Hydrogramme d'entrée et l'hydrogramme de sortie

Hydrogramme d'entrée		Hydrogramme de sortie								
montée de crue		debit sortant (m3/s)								
		h=3.13	h=1.97	h=1.51	h=1.24	h=1.07	h=0.95	h=0.86	h=0.78	h=0.72
temps	T(100 ans)	b=10	b=20	b=30	b=40	b=50	b=60	b=70	b=80	b=90
0	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	0.12	7.14	4.60	6.56	3.38	3.80	4.66	5.50	6.37	6.09
0.2	0.47	7.12	4.56	6.49	3.35	3.74	4.57	5.38	6.21	5.95
0.3	1.06	7.10	4.52	6.42	3.31	3.68	4.49	5.26	6.06	5.82
0.4	1.89	7.08	4.49	6.37	3.28	3.63	4.41	5.16	5.92	5.71
0.5	2.96	7.06	4.46	6.32	3.26	3.60	4.35	5.07	5.81	5.61
0.6	4.26	7.04	4.45	6.28	3.25	3.58	4.31	5.01	5.72	5.54
0.7	5.79	7.03	4.44	6.25	3.26	3.58	4.30	4.98	5.66	5.49
0.8	7.57	7.03	4.44	6.24	3.28	3.60	4.31	4.98	5.65	5.48
0.9	9.58	7.03	4.46	6.24	3.32	3.65	4.36	5.02	5.67	5.51
1	11.82	7.03	4.50	6.26	3.38	3.74	4.45	5.10	5.75	5.58
1.1	14.31	7.04	4.55	6.31	3.46	3.85	4.57	5.23	5.88	5.70
1.2	17.03	7.06	4.63	6.38	3.57	4.01	4.74	5.41	6.06	5.87
1.3	19.98	7.09	4.73	6.48	3.70	4.21	4.96	5.65	6.31	6.09
1.4	23.18	7.12	4.85	6.60	3.87	4.45	5.23	5.94	6.63	6.38
1.5	26.61	7.17	5.00	6.75	4.07	4.74	5.56	6.30	7.01	6.74
1.6	30.27	7.23	5.18	6.94	4.31	5.08	5.94	6.73	7.48	7.18
1.7	34.17	7.29	5.39	7.16	4.59	5.48	6.39	7.23	8.02	7.69
1.8	38.31	7.37	5.62	7.42	4.90	5.93	6.91	7.81	8.65	8.29
1.9	42.69	7.46	5.90	7.71	5.26	6.44	7.49	8.46	9.36	8.99
2	47.30	7.56	6.21	8.05	5.67	7.02	8.15	9.20	10.17	9.79
2.1	52.15	7.68	6.55	8.43	6.13	7.66	8.89	10.02	11.07	10.69
2.2	57.23	7.81	6.94	8.85	6.64	8.37	9.71	10.94	12.07	11.71
2.3	62.55	7.96	7.37	9.32	7.20	9.16	10.60	11.95	13.18	12.83
2.4	68.11	8.12	7.84	9.84	7.82	10.01	11.59	13.05	14.39	14.07
2.5	73.90	8.30	8.35	10.41	8.50	10.95	12.66	14.26	15.71	15.42
2.6	79.94	8.50	8.92	11.03	9.25	11.96	13.83	15.56	17.15	16.88
2.7	86.20	8.71	9.53	11.70	10.06	13.06	15.09	16.98	18.70	18.43
2.8	92.71	8.95	10.19	12.43	10.94	14.24	16.44	18.50	20.38	20.08
2.9	99.45	9.20	10.90	13.21	11.90	15.50	17.90	20.14	22.17	21.79
3	106.42	9.47	11.67	14.05	12.93	16.86	19.46	21.89	24.10	23.55
3.1	113.64	9.76	12.50	14.96	14.04	18.31	21.12	23.76	26.15	25.33
3.2	120.33	10.08	13.38	15.92	15.24	19.85	22.90	25.75	28.34	27.09
3.3	25.86	10.41	14.32	16.95	16.51	21.48	24.77	27.86	30.65	28.78
3.4	24.27	10.60	14.85	17.51	17.22	22.34	25.74	28.90	31.76	29.54
3.5	22.75	10.65	14.95	17.59	17.32	22.39	25.72	28.82	31.58	29.46
3.6	21.29	10.69	15.02	17.65	17.40	22.41	25.68	28.69	31.37	29.36
3.7	19.90	10.72	15.09	17.69	17.46	22.40	25.61	28.54	31.13	29.24

3.8	18.57	10.76	15.14	17.72	17.50	22.37	25.51	28.36	30.85	29.09
3.9	17.29	10.78	15.17	17.74	17.52	22.32	25.38	28.15	30.55	28.92
4	16.08	10.80	15.20	17.74	17.53	22.25	25.23	27.91	30.22	28.73
4.1	14.93	10.82	15.21	17.73	17.52	22.15	25.06	27.65	29.87	28.51
4.2	13.83	10.84	15.22	17.71	17.49	22.04	24.87	27.37	29.49	28.27
4.3	12.79	10.85	15.21	17.67	17.45	21.91	24.66	27.07	29.10	28.01
4.4	11.80	10.86	15.19	17.63	17.40	21.77	24.44	26.75	28.69	27.74
4.5	10.86	10.86	15.16	17.58	17.34	21.61	24.19	26.42	28.26	27.44
4.6	9.98	10.86	15.13	17.51	17.26	21.44	23.94	26.07	27.82	27.12
4.7	9.14	10.86	15.09	17.44	17.17	21.25	23.67	25.71	27.36	26.79
4.8	8.36	10.86	15.04	17.36	17.08	21.06	23.39	25.34	26.90	26.44
4.9	7.61	10.85	14.98	17.27	16.97	20.85	23.09	24.95	26.43	26.07
5	6.92	10.84	14.92	17.18	16.86	20.63	22.79	24.56	25.95	25.69
5.1	6.27	10.83	14.85	17.08	16.74	20.41	22.48	24.16	25.46	25.29
5.2	5.66	10.82	14.77	16.97	16.61	20.18	22.17	23.76	24.97	24.88
5.3	5.09	10.80	14.69	16.86	16.48	19.94	21.84	23.35	24.47	24.46
5.4	4.56	10.78	14.61	16.75	16.34	19.69	21.52	22.93	23.98	24.03
5.5	4.07	10.77	14.52	16.62	16.19	19.44	21.18	22.51	23.48	23.59
5.6	3.61	10.75	14.42	16.50	16.04	19.19	20.85	22.09	22.98	23.14
5.7	3.19	10.72	14.33	16.37	15.89	18.93	20.51	21.67	22.48	22.69
5.8	2.81	10.70	14.23	16.24	15.73	18.67	20.17	21.25	21.98	22.23
5.9	2.45	10.68	14.13	16.11	15.57	18.41	19.82	20.83	21.49	21.76
6	2.13	10.65	14.02	15.97	15.41	18.14	19.48	20.41	21.00	21.30
6.1	1.84	10.63	13.92	15.83	15.25	17.88	19.14	19.99	20.51	20.83
6.2	1.57	10.60	13.81	15.69	15.08	17.61	18.79	19.58	20.03	20.36
6.3	1.34	10.57	13.70	15.55	14.91	17.34	18.45	19.16	19.55	19.89
6.4	1.12	10.54	13.59	15.41	14.75	17.07	18.11	18.76	19.08	19.43
6.5	0.93	10.51	13.48	15.26	14.58	16.81	17.78	18.35	18.62	18.97
6.6	0.77	10.48	13.36	15.12	14.41	16.54	17.44	17.95	18.16	18.51
6.7	0.62	10.45	13.25	14.97	14.24	16.28	17.11	17.56	17.71	18.05
6.8	0.50	10.42	13.14	14.83	14.07	16.02	16.78	17.17	17.27	17.60
6.9	0.39	10.39	13.02	14.68	13.91	15.76	16.46	16.79	16.84	17.16
7	0.30	10.36	12.91	14.54	13.74	15.50	16.14	16.41	16.41	16.72
7.1	0.22	10.33	12.79	14.39	13.57	15.24	15.83	16.04	15.99	16.30
7.2	0.16	10.30	12.68	14.25	13.41	14.99	15.52	15.67	15.58	15.87
7.3	0.11	10.27	12.57	14.11	13.25	14.74	15.21	15.32	15.18	15.46
7.4	0.07	10.24	12.46	13.97	13.08	14.49	14.91	14.97	14.79	15.06
7.5	0.05	10.21	12.34	13.82	12.92	14.25	14.61	14.62	14.41	14.67
7.6	0.03	10.17	12.23	13.68	12.77	14.01	14.32	14.29	14.04	14.28
7.7	0.01	10.14	12.12	13.55	12.61	13.78	14.04	13.96	13.68	13.91
7.8	0.005	10.11	12.01	13.41	12.46	13.55	13.76	13.64	13.32	13.54
7.9	0.001	10.08	11.90	13.27	12.30	13.32	13.48	13.32	12.98	13.18
8	0.000	10.05	11.80	13.14	12.15	13.09	13.21	13.02	12.64	12.84

Annexe V.1 : la stabilité pour le cas de fin de construction « amont » pour R=7.62 m

n	b=0,1R	h1	h2	h3	$G=b(h1*\gamma1+h2*g2+h3*g3)$	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	$Nn=G.\cos\alpha$	$Tn=G.\sin\alpha$	$Nn*tg\phi$	$dl=b/\cos\alpha$	Ci	Ci.dl
-2	0.76	0.58	0	0	0.82	-0.20	0.98	0.80	-0.16	0.38	0.78	0.16	0.12
-1	0.76	1.07	0	0	1.50	-0.10	0.99	1.50	-0.15	0.71	0.76	0.16	0.12
0	0.76	1.56	0	0	2.19	0.00	1.00	2.19	0.00	1.04	0.76	0.16	0.12
1	0.76	1.83	0	0	2.57	0.10	0.99	2.56	0.26	1.21	0.76	0.16	0.12
2	0.76	2.1	0	0	2.95	0.20	0.98	2.89	0.59	1.37	0.78	0.16	0.12
3	0.76	2.28	0	0	3.21	0.30	0.95	3.06	0.96	1.45	0.80	0.16	0.13
4	0.76	2.38	0	0	3.35	0.40	0.92	3.07	1.34	1.45	0.83	0.16	0.13
5	0.76	2.37	0	0	3.33	0.50	0.87	2.89	1.67	1.37	0.88	0.16	0.14
6	0.76	2.25	0	0	3.16	0.60	0.80	2.53	1.90	1.20	0.95	0.16	0.15
7	0.76	1.98	0	0	2.78	0.70	0.71	1.99	1.95	0.94	1.06	0.16	0.17
8	0.76	1.3	0	0	1.83	0.80	0.60	1.10	1.46	0.52	1.27	0.16	0.20
9	0.76	0.05	0	0	0.07	0.90	0.44	0.03	0.06	0.01	1.74	0.16	0.28

Annexe V.2 : la stabilité pour le cas de fin de construction « amont » pour R=5.6 m

n	b=0,1R	h1	h2	h3	$G=b(h1*\gamma1+h2*g2+h3*g3)$	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	$Nn=G.\cos\alpha$	$Tn=G.\sin\alpha$	$Nn*tg\phi$	$dl=b/\cos\alpha$	Ci	Ci.dl
-4	0.56	0.05	0	0	0.05	-0.40	0.92	0.05	-0.02	0.02	0.61	0.16	0.10
-3	0.56	0.54	0	0	0.56	-0.30	0.95	0.53	-0.17	0.25	0.59	0.16	0.09
-2	0.56	0.96	0	0	0.99	-0.20	0.98	0.97	-0.20	0.46	0.57	0.16	0.09
-1	0.56	1.33	0	0	1.38	-0.10	0.99	1.37	-0.14	0.65	0.56	0.16	0.09
0	0.56	1.63	0	0	1.69	0.00	1.00	1.69	0.00	0.80	0.56	0.16	0.09
1	0.56	1.89	0	0	1.96	0.10	0.99	1.95	0.20	0.92	0.56	0.16	0.09
2	0.56	2.08	0	0	2.15	0.20	0.98	2.11	0.43	1.00	0.57	0.16	0.09
3	0.56	2.22	0	0	2.30	0.30	0.95	2.19	0.69	1.04	0.59	0.16	0.09
4	0.56	2.28	0	0	2.36	0.40	0.92	2.16	0.94	1.02	0.61	0.16	0.10
5	0.56	2.28	0	0	2.36	0.50	0.87	2.05	1.18	0.97	0.65	0.16	0.10
6	0.56	2.19	0	0	2.27	0.60	0.80	1.82	1.36	0.86	0.70	0.16	0.11

7	0.56	2	0	0	2.07	0.70	0.71	1.48	1.45	0.70	0.78	0.16	0.13
8	0.56	1.6	0	0	1.66	0.80	0.60	0.99	1.33	0.47	0.93	0.16	0.15
9	0.56	0.68	0	0	0.70	0.90	0.44	0.31	0.63	0.15	1.28	0.16	0.21

Annexe V.3 : la stabilité pour le cas de fin de construction « amont » pour R=4.8 m

n	b=0,1R	h1	h2	h3	$G=b(h1*\gamma1+h2*g2+h3*g3)$	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	$Nn=G.\cos\alpha$	$Tn=G.\sin\alpha$	$Nn*\operatorname{tg}\varphi$	$dl=b/\cos\alpha$	Ci.dl
-2	0.76	0.33	0	0	0.46	-0.20	0.98	0.45	-0.09	0.22	0.78	0.12
-1	0.76	0.64	0	0	0.90	-0.10	0.99	0.90	-0.09	0.42	0.76	0.12
0	0.76	0.91	0	0	1.28	0.00	1.00	1.28	0.00	0.61	0.76	0.12
1	0.76	1.12	0	0	1.57	0.10	0.99	1.57	0.16	0.74	0.76	0.12
2	0.76	1.29	0	0	1.81	0.20	0.98	1.78	0.36	0.84	0.78	0.12
3	0.76	1.41	0	0	1.98	0.30	0.95	1.89	0.59	0.90	0.80	0.13
4	0.76	1.47	0	0	2.07	0.40	0.92	1.89	0.83	0.90	0.83	0.13
5	0.76	1.46	0	0	2.05	0.50	0.87	1.78	1.03	0.84	0.88	0.14
6	0.76	1.39	0	0	1.95	0.60	0.80	1.56	1.17	0.74	0.95	0.15
7	0.76	1.28	0	0	1.80	0.70	0.71	1.29	1.26	0.61	1.06	0.17
8	0.76	0.91	0	0	1.28	0.80	0.60	0.77	1.02	0.36	1.27	0.20
9	0.76	0.36	0	0	0.51	0.90	0.44	0.22	0.46	0.10	1.74	0.28

Annexe V.4 : la stabilité pour le cas de fin de construction « aval » pour R=7m

n	b=0,1R	h1	h2	h3	$G=b(h1*\gamma1+h2*g2+h3*g3)$	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	$Nn=G.\cos\alpha$	$Tn=G.\sin\alpha$	$Nn*\operatorname{tg}\varphi$	$dl=b/\cos\alpha$	Ci	Ci.dl
-2	0.70	0.3	0	0	0.39	-0.20	0.98	0.38	-0.08	0.18	0.71	0.16	0.11
-1	0.70	0.75	0	0	0.97	-0.10	0.99	0.97	-0.10	0.46	0.70	0.16	0.11
0	0.70	1.13	0	0	1.46	0.00	1.00	1.46	0.00	0.69	0.70	0.16	0.11
1	0.70	1.45	0	0	1.88	0.10	0.99	1.87	0.19	0.88	0.70	0.16	0.11
2	0.70	1.69	0	0	2.19	0.20	0.98	2.14	0.44	1.01	0.71	0.16	0.11
3	0.70	1.87	0	0	2.42	0.30	0.95	2.31	0.73	1.09	0.73	0.16	0.12
4	0.70	1.96	0	0	2.54	0.40	0.92	2.33	1.02	1.10	0.76	0.16	0.12
5	0.70	1.95	0	0	2.53	0.50	0.87	2.19	1.26	1.04	0.81	0.16	0.13

6	0.70	1.84	0	0	2.38	0.60	0.80	1.91	1.43	0.90	0.88	0.16	0.14
7	0.70	1.59	0	0	2.06	0.70	0.71	1.47	1.44	0.70	0.98	0.16	0.16
8	0.70	1.03	0	0	1.33	0.80	0.60	0.80	1.07	0.38	1.17	0.16	0.19

Annexe V.5 : la stabilité pour le cas de fin de construction « aval » pour R=4.49m

n	b=0,1R	h1	h2	h3	$G=b(h1*\gamma1+h2*g2+h3*g3)$	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	$Nn=G.\cos\alpha$	$Tn=G.\sin\alpha$	$Nn*tg\phi$	$dl=b/\cos\alpha$	Ci	Ci.dl
-3	0.65	0.23	0	0	0.28	-0.30	0.95	0.26	-0.08	0.12	0.68	0.16	0.11
-2	0.65	0.72	0	0	0.86	-0.20	0.98	0.85	-0.17	0.40	0.66	0.16	0.11
-1	0.65	1.15	0	0	1.38	-0.10	0.99	1.37	-0.14	0.65	0.65	0.16	0.10
0	0.65	1.5	0	0	1.80	0.00	1.00	1.80	0.00	0.85	0.65	0.16	0.10
1	0.65	1.8	0	0	2.16	0.10	0.99	2.15	0.22	1.02	0.65	0.16	0.10
2	0.65	2.02	0	0	2.43	0.20	0.98	2.38	0.49	1.12	0.66	0.16	0.11
3	0.65	2.18	0	0	2.62	0.30	0.95	2.50	0.79	1.18	0.68	0.16	0.11
4	0.65	2.25	0	0	2.70	0.40	0.92	2.48	1.08	1.17	0.71	0.16	0.11
5	0.65	2.25	0	0	2.70	0.50	0.87	2.34	1.35	1.11	0.75	0.16	0.12
6	0.65	2.15	0	0	2.58	0.60	0.80	2.07	1.55	0.98	0.81	0.16	0.13
7	0.65	1.92	0	0	2.31	0.70	0.71	1.65	1.61	0.78	0.91	0.16	0.15
8	0.65	1.41	0	0	1.69	0.80	0.60	1.02	1.35	0.48	1.08	0.16	0.17
9	0.65	0.35	0	0	0.42	0.90	0.44	0.18	0.38	0.09	1.49	0.16	0.24

Annexe V.6 : la stabilité pour le cas de fin de construction « aval » pour R=5.5 m

n	b=0,1R	h1	h2	h3	$G=b(h1*\gamma1+h2*g2+h3*g3)$	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	$Nn=G.\cos\alpha$	$Tn=G.\sin\alpha$	$Nn*tg\phi$	$dl=b/\cos\alpha$	Ci	Ci.dl
-2	0.55	0.09	0	0	0.09	-0.20	0.98	0.09	-0.02	0.04	0.56	0.16	0.09
-1	0.55	0.46	0	0	0.47	-0.10	0.99	0.47	-0.05	0.22	0.55	0.16	0.09
0	0.55	0.73	0	0	0.74	0.00	1.00	0.74	0.00	0.35	0.55	0.16	0.09
1	0.55	1.01	0	0	1.03	0.10	0.99	1.02	0.10	0.48	0.55	0.16	0.09
2	0.55	1.2	0	0	1.22	0.20	0.98	1.20	0.24	0.57	0.56	0.16	0.09
3	0.55	1.33	0	0	1.35	0.30	0.95	1.29	0.41	0.61	0.58	0.16	0.09
4	0.55	1.39	0	0	1.41	0.40	0.92	1.30	0.57	0.61	0.60	0.16	0.10

5	0.55	1.4	0	0	1.42	0.50	0.87	1.23	0.71	0.58	0.64	0.16	0.10
6	0.55	1.31	0	0	1.33	0.60	0.80	1.07	0.80	0.50	0.69	0.16	0.11
7	0.55	1.11	0	0	1.13	0.70	0.71	0.81	0.79	0.38	0.77	0.16	0.12
8	0.55	0.76	0	0	0.77	0.80	0.60	0.46	0.62	0.22	0.92	0.16	0.15
9	0.55	0.13	0	0	0.13	0.90	0.44	0.06	0.12	0.03	1.26	0.16	0.20

Annexe V.7 : la stabilité pour le cas de fonctionnement normal pour R= 7m

n	b	h1	h2	h3	G=b(h1*γ1+h2*g2+h3*g3)	sinα	cosα	Nn=G.cosα	Tn=G.sinα	Nn*tgφ	dl	Ci.dl	pi	Nn-Pi	(Nn-Pi)tg
-2	0.70	0.03	0.27	0	0.54	-0.20	0.98	0.53	-0.11	0.25	0.71	0.43	0.02	0.52	0.24
-1	0.70	0.09	0.66	0	1.35	-0.10	0.99	1.34	-0.14	0.64	0.70	0.42	0.07	1.29	0.61
0	0.70	0.17	0.96	0	2.01	0.00	1.00	2.01	0.00	0.95	0.70	0.42	0.13	1.92	0.91
1	0.70	0.32	1.13	0	2.53	0.10	0.99	2.51	0.25	1.19	0.70	0.42	0.25	2.34	1.11
2	0.70	0.55	1.14	0	2.84	0.20	0.98	2.79	0.57	1.32	0.71	0.43	0.43	2.48	1.17
3	0.70	0.78	1.09	0	3.05	0.30	0.95	2.91	0.91	1.38	0.73	0.44	0.63	2.44	1.16
4	0.70	1.02	0.94	0	3.08	0.40	0.92	2.82	1.23	1.34	0.76	0.46	0.86	2.17	1.02
5	0.70	1.26	0.69	0	2.92	0.50	0.87	2.53	1.46	1.20	0.81	0.48	1.12	1.62	0.77
6	0.70	1.51	0.33	0	2.57	0.60	0.80	2.06	1.54	0.97	0.88	0.53	1.46	0.78	0.37
7	0.70	1.59	0	0	2.06	0.70	0.71	1.47	1.44	0.70	0.98	0.59	1.72	-0.21	-0.10
8	0.70	1.03	0	0	1.33	0.80	0.60	0.80	1.07	0.38	1.17	0.70	1.32	-0.74	-0.35

Annexe V.8 : la stabilité pour le cas de fonctionnement normal pour R = 6.49m

n	b	h1	h2	h3	G=b(h1*γ1+h2*g2+h3*g3)	sinα	cosα	Nn=G.cosα	Tn=G.sinα	Nn*tgφ	dl=b/cosα	Ci.dl	Nn-Pi	(Nn-Pi)tg
-3	0.65	0.02	0.21	0.23	0.39	-0.30	0.95	0.37	-0.12	0.18	0.68	0.41	0.36	0.17
-2	0.65	0.06	0.66	0.72	1.22	-0.20	0.98	1.19	-0.24	0.56	0.66	0.40	1.16	0.55
-1	0.65	0.14	1.01	1.15	1.92	-0.10	0.99	1.91	-0.19	0.90	0.65	0.39	1.85	0.87
0	0.65	0.22	1.28	1.5	2.49	0.00	1.00	2.49	0.00	1.18	0.65	0.39	2.38	1.13
1	0.65	0.43	1.37	1.8	2.89	0.10	0.99	2.88	0.29	1.36	0.65	0.39	2.68	1.27
2	0.65	0.64	1.38	2.02	3.16	0.20	0.98	3.10	0.63	1.47	0.66	0.40	2.79	1.32

3	0.65	0.85	1.33	2.18	3.33	0.30	0.95	3.18	1.00	1.50	0.68	0.41	2.74	1.30
4	0.65	1.07	1.18	2.25	3.33	0.40	0.92	3.06	1.33	1.45	0.71	0.43	2.46	1.17
5	0.65	1.3	0.95	2.25	3.21	0.50	0.87	2.78	1.61	1.32	0.75	0.45	1.97	0.93
6	0.65	1.53	0.62	2.15	2.92	0.60	0.80	2.33	1.75	1.10	0.81	0.49	1.22	0.58
7	0.65	1.77	0.15	1.92	2.39	0.70	0.71	1.71	1.67	0.81	0.91	0.55	0.09	0.04
8	0.65	1.41	0	1.41	1.70	0.80	0.60	1.02	1.36	0.48	1.08	0.65	-0.81	-0.38
9	0.65	0.35	0	0.35	0.42	0.90	0.44	0.18	0.38	0.09	1.49	0.89	-0.67	-0.32

Annexe V.9 : la stabilité pour le cas de fonctionnement normal pour R 5.5m

n	b	h1	h2	h3	$G=b(h1*\gamma1+h2*g2+h3*g3)$	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	$Nn=G.\cos\alpha$	$Tn=G.\sin\alpha$	$Nn*tg\phi$	dl	Ci.dl	pi	Nn-Pi	$(Nn-Pi)tg$
-2	0.55	0.05	0.04	0.09	0.11	-0.20	0.98	0.11	-0.02	0.05	0.56	0.34	0.03	0.09	0.04
-1	0.55	0.12	0.34	0.46	0.62	-0.10	0.99	0.62	-0.06	0.29	0.55	0.33	0.07	0.58	0.27
0	0.55	0.16	0.57	0.73	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.47	0.55	0.33	0.10	0.95	0.45
1	0.55	0.31	0.7	1.01	1.34	0.10	0.99	1.34	0.13	0.63	0.55	0.33	0.19	1.23	0.58
2	0.55	0.49	0.71	1.2	1.54	0.20	0.98	1.51	0.31	0.71	0.56	0.34	0.30	1.34	0.63
3	0.55	0.67	0.66	1.33	1.65	0.30	0.95	1.57	0.50	0.75	0.58	0.35	0.43	1.33	0.63
4	0.55	0.84	0.55	1.39	1.66	0.40	0.92	1.52	0.66	0.72	0.60	0.36	0.56	1.19	0.56
5	0.55	1.04	0.36	1.4	1.59	0.50	0.87	1.37	0.79	0.65	0.64	0.38	0.73	0.91	0.43
6	0.55	1.23	0.08	1.31	1.37	0.60	0.80	1.10	0.82	0.52	0.69	0.41	0.93	0.45	0.22
7	0.55	1.11	0	1.11	1.13	0.70	0.71	0.81	0.79	0.38	0.77	0.46	0.94	0.08	0.04
8	0.55	0.76	0	0.76	0.77	0.80	0.60	0.46	0.62	0.22	0.92	0.55	0.77	-0.24	-0.11
9	0.55	0.13	0	0.13	0.13	0.90	0.44	0.06	0.12	0.03	1.26	0.76	0.18	-0.17	-0.08

Annexe V.10 : la stabilité pour le cas de vidange rapide pour R=7.62 m

n	b	h1	h2	h3	$G=b(h1*\gamma1+h2*g2+h3*g3)$	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	$Nn=G.\cos\alpha$	$Tn=G.\sin\alpha$	$Nn*tg\phi$	dl	Ci	Ci.dl
-2	0.76	0	0.38	0.2	0.89	-0.20	0.98	0.87	-0.18	0.41	0.78	0.16	0.12
-1	0.76	0	0.76	0.31	1.59	-0.10	0.99	1.59	-0.16	0.75	0.76	0.16	0.12
0	0.76	0	1.14	0.42	2.30	0.00	1.00	2.30	0.00	1.09	0.76	0.16	0.12

1	0.76	0	1.52	0.31	2.56	0.10	0.99	2.55	0.26	1.20	0.76	0.16	0.12
2	0.76	0	1.9	0.2	2.82	0.20	0.98	2.76	0.56	1.31	0.78	0.16	0.12
3	0.76	0	2.28	0	2.89	0.30	0.95	2.76	0.87	1.31	0.80	0.16	0.13
4	0.76	0	2.38	0	3.02	0.40	0.92	2.77	1.21	1.31	0.83	0.16	0.13
5	0.76	0.34	2.03	0	3.05	0.50	0.87	2.65	1.53	1.25	0.88	0.16	0.14
6	0.76	0.8	1.45	0	2.97	0.60	0.80	2.37	1.78	1.12	0.95	0.16	0.15
7	0.76	1.26	0.72	0	2.69	0.70	0.71	1.92	1.88	0.91	1.06	0.16	0.17
8	0.76	1.3	0	0	1.83	0.80	0.60	1.10	1.46	0.52	1.27	0.16	0.20
9	0.76	0.05	0	0	0.07	0.90	0.44	0.03	0.06	0.01	1.74	0.16	0.28

Annexe V.11 : la stabilité pour le cas de vidange rapide pour R=5.6 m

n	b	h1	h2	h3	$G=b(h1*\gamma1+h2*g2+h3*g3)$	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	$Nn=G.\cos\alpha$	$Tn=G.\sin\alpha$	$Nn*\tan\phi$	dl	Ci.dl
-4	0.56	0	0.05	0	0.05	-0.40	0.92	0.04	-0.02	0.02	0.61	0.10
-3	0.56	0	0.54	0	0.51	-0.30	0.95	0.48	-0.15	0.23	0.59	0.09
-2	0.56	0	0.96	0	0.90	-0.20	0.98	0.88	-0.18	0.42	0.57	0.09
-1	0.56	0	1.33	0	1.24	-0.10	0.99	1.24	-0.12	0.59	0.56	0.09
0	0.56	0	1.63	0	1.52	0.00	1.00	1.52	0.00	0.72	0.56	0.09
1	0.56	0	1.89	0	1.77	0.10	0.99	1.76	0.18	0.83	0.56	0.09
2	0.56	0	2.08	0	1.95	0.20	0.98	1.91	0.39	0.90	0.57	0.09
3	0.56	0	2.22	0	2.08	0.30	0.95	1.98	0.62	0.94	0.59	0.09
4	0.56	0.12	2.16	0	2.14	0.40	0.92	1.97	0.86	0.93	0.61	0.10
5	0.56	0.52	1.76	0	2.18	0.50	0.87	1.89	1.09	0.90	0.65	0.10
6	0.56	0.86	1.33	0	2.13	0.60	0.80	1.71	1.28	0.81	0.70	0.11
7	0.56	1.2	0.8	0	1.99	0.70	0.71	1.42	1.39	0.67	0.78	0.13
8	0.56	1.5	0.1	0	1.65	0.80	0.60	0.99	1.32	0.47	0.93	0.15
9	0.56	0.68	0	0	0.70	0.90	0.44	0.31	0.63	0.15	1.28	0.21

Annexe V.12 : la stabilité pour le cas de vidange rapide pour R=4.8m

n	b	h1	h2	h3	$G=b(h1*\gamma1+h2*g2+h3*g3)$	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	$Nn=G.\cos\alpha$	$Tn=G.\sin\alpha$	$Nn*tg\phi$	$dl=b/\cos\alpha$	$Ci.dl$
-2	0.76	0	0.33	0	0.4	-0.2	0.98	0.41	-0.08	0.19	0.78	0.12
-1	0.76	0	0.64	0	0.8	-0.1	0.99	0.81	-0.08	0.38	0.76	0.12
0	0.76	0	0.91	0	1.2	0	1.00	1.15	0.00	0.55	0.76	0.12
1	0.76	0	1.12	0	1.4	0.1	0.99	1.41	0.14	0.67	0.76	0.12
2	0.76	0	1.29	0	1.6	0.2	0.98	1.60	0.33	0.76	0.78	0.12
3	0.76	0	1.41	0	1.8	0.3	0.95	1.71	0.54	0.81	0.80	0.13
4	0.76	0	1.47	0	1.9	0.4	0.92	1.71	0.75	0.81	0.83	0.13
5	0.76	0	1.46	0	1.9	0.5	0.87	1.60	0.93	0.76	0.88	0.14
6	0.76	0.42	0.97	0	1.8	0.6	0.80	1.46	1.09	0.69	0.95	0.15
7	0.76	0.71	0.57	0	1.7	0.7	0.71	1.23	1.21	0.58	1.06	0.17
8	0.76	0.91	0	0	1.3	0.8	0.60	0.77	1.02	0.36	1.27	0.20
9	0.76	0.36	0	0	0.5	0.9	0.44	0.22	0.46	0.10	1.74	0.28

Annexe VI.1 Facteurs de calcul l'effet du coin de déversoir dans l'évacuateur en bec de canard en fonction de l'angle ϕ .

