

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

*Etude de faisabilité de la retenue collinaire El Biar
W .(CONSTANTINE)*

Présenté par :
M^r CHAIB Med MAHFOUD

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M ^r B. BENLAOUKLI	MC.B	Président
M ^r A. ZEROUAL	MA.B	Examineur
M ^{me} N. SAIL	MA.A	Examinatrice
M ^{me} S. BERBACHE	MA.A	Examinatrice
M.r M . BACHIR CHERIF	MC.A	Promoteur

Juillet-2012

Dédicace

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

A ma mère qui est un être cher et celle qui ma bercer d'un amour sincère ;

A mon père de qui je tiens ma fierté et ma persévérance ;

A ma grande mère.

A mes frères, ma richesse sur cette terre : Sami et Salim et Aymen et Rahim

A ma sœur.

A tous mes amis surtout Yazid , Adel, et Ramzi et Badis qui me soutenu durant mon cursus universitaire.et aussi Hammadi et Fatah et Said et Amor et Badro et Omar et Imad et aksel et Toto et Ghazala .

Enfin, à mes très chers parents, sans eux ce travail n'aurait jamais vu le jour.

.....Mahfoud.....2012

Remerciement

Avant tout, je remercie *DIEU* qui a illuminé mon chemin et qui m'armé de courage pour achever mes études.

Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à Mr BACHIR CHERIF (mon promoteur) pour le soutien, l'aide et les conseils qu'il m'a dispensé pour l'élaboration de cette présente thèse et à ma formation durant les années de spécialités.

Je remercie le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail. Je voudrais aussi remercier l'ensemble des professeurs, la direction de l'école et le ministère de tutelle pour avoir veillé à notre formation.

Un remerciement particulier à tous les travailleurs de la bibliothèque de l'ENSH.

Un grand merci pour toutes les personnes qui ont contribuées de près ou de loin pour la réalisation de ce mémoire.

ملخص

قمنا في هذه المذكرة بدراسة تقنية شاملة على مستوى منطقة شعبة الحامة (ولاية قسنطينة) لإنشاء سد من أجل سقي ما يقارب 50 هكتار من الأراضي الفلاحية المجاورة. بعد دراسة جيولوجية و هيدرولوجية معمقة قمنا بتصميم السد الذي يبلغ ارتفاعه 15 متر و سعة تقدر ب 0.255 مليون متر مكعب على امتداد يقارب 138 متر و كذا تحققنا من ثباته و فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح و تنظيم جميع مراحل الإنجاز.

Résumé :

Dans le présent mémoire nous avons fait une étude technique complète sur Chaabat El Hama (Wilaya de Constantine) pour l'implantation d'une retenue collinaire, destiné à l'irrigation de 50 ha.

Après avoir fait une étude géologique, suivie d'une étude hydrologique approfondie nous avons dimensionné notre ouvrage ayant une hauteur 15 m, et une capacité de 0.255 million m³ sur une longueur de 138 m ; ainsi une étude de vérification de stabilité ; et concernant la réalisation, nous avons réalisé une organisation de chantier.

Abstract:

In the ourstudies we have done a complete technical study about Chabat El Hama (Wilaya of Constantine) for the establishment of a small dam, to provide the irrigation of a perimeter of 50 ha.

After having a geological study, followed by an hydrological one, we have designed our dam, of to making siog that it is stable; and what relates to the realization, we organized every step of this project.

Introduction générale :	1
--------------------------------------	---

Chapitre I : Etude Topographique

Introduction :	2
I .1.TOPOGRAPHIE ET APPORTS DU BASSIN VERSANT	2
I.2. Situation géographique du site	2
I -3- Documentation topographique	4
I -4- choix du site du barrage:	4
I.5.caractéristiques morphologiques :	5
I-6-/ Conclusion	5

Chapitre II : Etude Géologique et Géotechnique

Introduction :	6
II.1. ETUDE GEOLOGIQUE	6
II.2.Etude et reconnaissances réalisées sur le site	6
Topographie.....	6
II.3.Géologie de la région.....	6
II.4.Sismicité da la région	8
II.5.Lithologie de la cuvette	10
II.6.Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue	10
II.7.Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise de la digue	11
A/ Perméabilité.....	11
B/ Etanchéité.....	11
II.8.Fondation de la digue et ses ouvrages annexes	11
II.9.Materiaux de construction du petit barrage	11
II.10. ETUDE GEOTECHNIQUE	12
II.10.1 Recherches effectuées et études de fondation.....	12
II.10.2.Prospection géotechnique de laboratoire.....	12
II .10.2.1.Nombre des essais :	12
II.10.2.2. Mode opératoire des essais :	13
II.10. 3.RESULTATS GEOTECHNIQUES DE TERRAIN, LABORATOIRE ET LEUR INTERPRETATION :	13
II.10.3.1. Terrains d'assise et de fondation de la digue	13
II.10.3.2. Matériaux de construction de la digue :	14
II .10.3.2.1 <i>Matériaux d'étanchéité</i> :	14
II.10.3.2.2. <i>Matériaux pour filtres ,transitions et drains</i>	15

II.10.3.2.3. <i>Matériaux d'enrochement (Rip – Rap)</i>	16
CONCLUSIONS GENERALES ET RECOMMANDATIONS.....	16

Chapitre III : Etude Hydrologique

Introduction.....	17
III-1-Le bassin versant.....	17
III.1 .1- Caractéristiques générales du bassin versant.....	17
III.1.2- Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant.....	17
III.1.2.1 Caractéristiques physiques du bassin versant :.....	17
III.1.2.2. Caractéristiques climatiques du bassin versant :.....	21
<i>a-Température</i>	22
<i>b- Evaporation</i>	22
<i>c – Ensoleillement</i>	23
<i>d – Vitesse du vent</i>	23
<i>e – Humidité relative de l'air</i>	24
f - la pluviométrie	24
III.2.Les précipitations maximales journalières.....	25
III.2.1 : Choix de la loi d'ajustement.....	26
III.2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale).....	26
III.2.3 La pluie de courtes durées.....	28
III.3 Etudes des apports.....	31
III.3.1. Estimation de l'apport moyen annuel (A0).....	31
III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	31
III.3.3 Coefficient de variation.....	31
III.4. Irrégularité des apports.....	32
III.4.1 Estimation fréquentielle des apports.....	32
III.5. Etude des crues.....	32
III.5.1.Formules empiriques pour la détermination de la crue.....	33
*Formule de MALLET-GAUTHIER :.....	33
III.5.2. Hydrogramme de crue:.....	33
III.5.3.Estimation de la crue de projet.....	35
III.5.4.Aport solide et l'estimation de volume mort.....	36
III.5.5 Formules empiriques.....	36
*Formule de TIXERONT.....	36
III.5.6.Calcul du volume mort.....	37
*. Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple.....	37

III.6.Régularisation des débits.....	37
III.6.1 Courbes caractéristiques de la retenue.....	38
II.6.2.Répartition des besoins.....	40
III.6.3. Calcul du volume utile.....	40
*Calcul du volume utile sans tenir compte des pertes.....	40
*Calcul du volume utile en tenant compte des pertes.....	40
III.7.Laminage des crues.....	42
A/ Méthode de KOTCHERINE.....	43
A.1- Estimation du débit de crue laminée.....	43
A.2- Estimation de la charge au dessus du déversoir :.....	43
III.8 Etude d'optimisation.....	47
III.8.1. Calcul de la revanche.....	47
III.8.2.Calcul de tassement.....	48
III.8.3.Largeur en crête.....	48
III-8.4. Calcul du coût total du barrage.....	48
III.8.4.1.Calcul du coût de la digue.....	48
III.8.4.2.Calcul du coût de l'évacuateur de crues :.....	49
III.8.4.2.1.Coût du déversoir	49
III.8.4.2.2. Calcul du coût du canal d'approche	49

Chapitre IV : Etude des choix des variantes

IV.1.Généralités.....	52
IV.2. Le choix du site du barrage.....	52
IV.3. Le choix du type de barrage.....	52
IV.4. Les variantes à choisir.....	53
IV.4.1 .Barrage en terre Homogène.....	53
IV.4.2 Barrage à zones.....	53
IV.4.3 Barrage en enrochement avec masque en béton:.....	53
IV.5.pentes des talus :.....	53
IV.5.1. Etude comparative.....	54
*Volume de la digue :.....	54
IV .6.Estimation du coût des variantes.....	55
IV .7. Choix final du type de barrage.....	55

Chapitre V : Etude de la variante choisie

Conception de la digue:.....	56
V.1. Etude de la variante retenue.....	57
V.1.1. Définition de profil général du barrage.....	57

V-1.2. Protection des talus.....	57
V-1.2.1. Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement.....	57
V-1.2.2. Diamètre moyen de l'enrochement.....	58
V.1.3. Les bermes :.....	60
V.1.4. Protection de la crête :.....	60
V.1.5. Drainages.....	60
A/ Prisme de drainage :.....	60
*Dimensionnement de prisme de drainage	61
B/ Dimensionnement de tapis de drainage.....	61
V.2. la Clé d'étanchéité.....	62
V.3. Etude des infiltrations :.....	62
V.3.1. Ligne de saturation.....	63
V.3.2. Calcul du débit de fuite par infiltration.....	64
a) digue :.....	64
b) la fondation.....	64
V.3.3.Calcul des filtres	65
1. Règles des filtres.....	65
2. Détermination de la courbe granulométrique des filtres	66
3- Vérification de l'absence de RENARD dans le sol des filtres	67
Conclusion:	67
 Chapitre VI : Etude de la stabilité	
VI. Calcul de stabilité.....	68
VI.1.Généralités sur l'étude de stabilité des barrages:.....	68
VI.2. Stabilité des talus.....	68
VI.3.Ordre de calcul (Méthode de FELLENIUS).....	70
VI.4.Calcul des forces appliquées à chaque tranche.....	71
a. Force de pesanteur :.....	71
b.Forces de cohésion.....	71
c.Forces dues au séisme.....	72
VI.5. Classement des forces :.....	72
VI.6. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement.....	72
•	

Chapitre VII : Etude des variante des ouvrage annexes

Introduction.....	75
VII.1.Ouvrage de Prise d'eau.....	75
VII.1.1.Type de prise :.....	75
a)Prise d'eau en charge.....	75
b)Prise d'eau flottante.....	75
Tour de prise :.....	75
VII.1.2.Choix de la variante.....	76
VII.2.Ouvrage de vidange.....	76
VII.2.1.Conduite de vidange en charge.....	76
VII.2.2.Conduites à écoulement libre.....	76
VII.2.3. Choix de la variante.....	76
Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite.....	77
VII.3.Ouvrage d'évacuateur de crues.....	77
VII.3.1.Critères de choix de l'évacuateur de crue.....	77
VII.3.2.Différents types des évacuateurs de crues.....	78
VII.3.3. Choix de la variante.....	78

Chapitre VIII : Etude de variante choisis de l'évacuateur de crue

VIII.1. Introduction.....	79
VIII.1.1) Critères de choix de l'évacuateur de crue.....	79
VIII.1.2) Choix de la variante.....	79
VIII.1.3) Évacuateur des crues :.....	79
<i>A/Caractéristiques de l'évacuateur de crue</i>	80
VIII.2. Dimensionnement hydraulique.....	80
VIII.2.1. Canal d'amenée.....	80
VIII.2.2.Déversoir.....	81
VIII.2.3 Chenal d'écoulement.....	82
VIII.2.4 Calcul du convergent.....	83
VIII.2.5 Le coursier.....	83
a- Largeur du coursier.....	83
b- Longueur du coursier.....	84
c- La profondeur critique.....	84
d- Pente critique :.....	84
e- Calcul de la ligne d'eau dans le coursier.....	85
VIII.2.6 Dissipateur d'énergie :.....	86
A/Dimensionnement du bassin :.....	87
B / Dimensionnement des blocs de chute.....	87

. VIII.2.7- Canal de restitution.....	88
VIII.3. Conception de l'évacuateur de crues.....	89
VIII.3.1. Hauteur des murs bajoyers.....	89
VIII.3.2.Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier.....	89
VIII.4. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange	90
VIII.4.1 Calcul du débit de vidange.....	90
VIII.4.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et sa diamètre.....	90
VIII.5 Dimensionnement de la prise d'eau.....	91
VIII .6. Volume des travaux.....	93
Conclusion :.....	93

Chapitre IX : Organisation de chantier

Introduction.....	94
IX.1. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise.....	94
IX.1.1.Installations destinées au personnel.....	94
IX.1.2. Installations destinées au stockage des matériaux.....	94
IX.1.3.Installations destinées à la réparation des engins.....	94
IX.1.4. Installation destinée pour la préfabrication.....	95
IX.1.5. les moyens de chantier.....	95
IX.2.Le devis estimatif :.....	95
IX.3.Planification.....	96
IX.3.1. Définition :.....	96
IX.3.2. Techniques de la planification.....	97
IX.3.2.1. méthodes basées sur le réseau.....	97
IX.3.2.1.1. Définition du réseau.....	97
IX.3.2.1.2. Construction du réseau.....	97
IX.3.2.1.3. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique.....	98
IX.3.2.3. les étapes de la planification.....	98
IX.3.2.3.1.collection des informations.....	98
IX.3.2.3.2. décomposition du projet.....	98
IX.3.2.3.3. relations entre les tâches.....	98
IX.3.3. les paramètres de la méthode C.P.M.....	98
IX.3.3.1.Chemin critique (C.C).....	99
IX.3.3.2. Attribution des durées de chaque opération	99
IX.3.4. les plannings :.....	99
IX.3.4.1. plan de travail au plus tôt.....	99
IX.3.4.2. plan de travail au plus tard : (PTPP).....	99
IX.3.4.3. plan de travail intermédiaire.....	100

IX.4. délai de construction et programme des travaux.....	100
IX.4.1.Symboles des différentes opérations.....	101
IX.5.Détermination des chemins critiques.....	103
IX.6.Technologie des principaux travaux :.....	105
IX.6.1. Exécution des voies d'accès :.....	105
IX.6.2. Exécution des travaux de terrassement.....	105

Chapitre X: Protection et sécurité de travail

Introduction.....	106
X -1- Comité de sécurité.....	106
X -2- Instructions structurelles sur la sécurité.....	106
X -2-1- Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier	106
X -2-2- Instructions à donner au Chef d'équipe.....	106
Réunion matinale en matière de sécurité :.....	106
Mise en ordre du chantier.....	106
X.3- Contrôle et entretien du matériel :.....	106
X -4- Organisation du service de la sécurité d'ouvrage.....	107
X -5- Principes fonctions du service de sécurité.....	107
a) Etudes :.....	107
b) Exécution.....	107
c) Contrôle :.....	107
d) Animation :.....	107
X.6. Causes des accidents de travail :.....	107
X.6.1. facteurs humains :.....	107
X.6.2.facteurs matériels.....	108
X.6.3.Causes des maladies professionnelles.....	108
X.6.4.Conditions dangereuses dans le chantier.....	108
X.6.5.Méthode et moyens de prévention.....	109
X.6.6.Actions dangereuses.....	109
X.7 : Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel :.....	109
X.7.1 : Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation.....	110
*Etude de dimensionnement du réseau de ventilation.....	110
1. La méthode dynamique :.....	110
2. Méthode d'équifriction.....	111
X.7.2 : Calcul du diamètre des canalisations.....	111
Conclusion :.....	111
Conclusion générale	112

Liste des Tableaux :

Tableau II.01 : Nombre des essais	13
Tableau II.02 : Les résultats des essais géotechniques de laboratoire	14
Tableau II.03 : Les caractéristiques géotechniques pour matériaux d'étanchité	15
Tableau III.1. Calcul des surfaces cumulées	18
Tableau III.2 Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant.....	20
Tableau N°III.03 : Températures Moyennes annuelles (°C) A Constantine	22
Tableau N°III.04 Evaporation Moyenne Mensuelle	23
Tableau N°III.05 : Durée D'ensoleillement Moyenne Mensuelle	23
Tableau N°III.06 : Vent moyen en (m/s) - Période 1970/1999	23
Tableau N°III.07 : Humidité moyenne mensuelle à Constantine	24
Tableau N°III.08 :Précipitations Moyennes Mensuelles [Mm]	24
Tableau n°III.9 : Caractéristiques de la série avec N=26ans.....	25
Tableau III.10 : résultats d'ajustement a la loi de GALTON	27
Tableau III.11 : les précipitations des différent fréquence	29
Tableau III.12. Intensité pour les différentes fréquences.....	29
Tableau III.13: l'Apport moyenne interannuelle	31
Tableau III 14 : Caractéristiques de l'écoulement	31
Tableau (III.15): récapitulatif des Cv	31
Tableau (III.16): les apports fréquentiels	32
Tableau (III.17): Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%	32
Tableau III.18: récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier	33
Tableau III.19. Débits fréquentiels pour construction l'hydrogramme de crue	34
Tableau III.20 : les coordonnées des courbes hauteur-surface- Capacité	38
Tableau (III.21) Répartition mensuelle des besoins.....	40
Tableau III.22 : Données initiales	45
Tableau N°III.23 : 1 ère étape de calcul	45
Tableau N°III.24 : 2 ème étape de calcul	45
Tableau N°III.25 : 3 ème étape de calcul	45
Tableau N°III.26 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine	47
Tableau III 27 : Calcul de la revanche	47
Tableau III 28 :calcul largeur en crête	48
Tableau N°III.29 : coût de la digue	48
Tableau N°III.30 : coût de déversoir	49
Tableau N°III.31 : coût de canal d'approche	50

Tableau N°III.32: coût Totale du barrage	50
Tableau IV.01 : Valeurs indicatives des pentes des talus	54
Tableau IV.02: les coûts des variantes étudiées	55
Tableau V.01 : résultat de profil général du barrage	57
Tableau V.02 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.	58
Tableau V.03: résultats de calcul	59
Tableau V.04 : coordonnées du parabole de Kozeny.	64
Tableau VI.01: Coefficient de stabilité admissible des talus	69
Tableau VI.02: Détermination des rayons des cercles de glissement	70
Tableau VI.03: Résultat de cas étudié	70
Tableau VI.04: Caractéristique géotechnique	71
Tableau VI.05: coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement	73
Tableau n°VII.01 : les paramètres de la conduite en fonction de $H^2\sqrt{v}$	77
Tableau n° VIII.01 : coordonnées de profil de Greaguer.	81
Tableau n° VIII.02: Calcul de la ligne d'eau	85
Tableau IX -01 : devis estimatif	95
Tableau n° IX.02 : symboles des opérations	101
Tableau n° IX.03 : Détermination des chemins critiques	103
Tableau n° IX.04 : programme des travaux pour la réalisation du retenue de El Biar	104
Tableau (X -01) : vitesse de l'air dans les différentes canalisations suivant les normes internationales.....	110

Liste des figures :

Figure I.1. Plan de situation	3
Figure I.2. Vue en plan du site de retenue collinaire EL BIAR	4
Figure II-1. Carte géologique	9
Figure III.1 courbe hypsométrique.	18
Figure III.2 : Hypsométrie du bassin versant RC EL BIAR	19
Figure III.3 Réseau hydrographique du bassin versant.....	19
Figure III.4 : Répartition moyenne mensuelle des température	22
Figure III.5 : Répartition moyenne mensuelle des vents	23
Figure III.6 : Répartition moyenne mensuelle de l'humidité	24
Figure III.7 : Répartition moyenne mensuelle des précipitations	25
Figure .III.8: ajustement de la série par la loi de GALTON	28
Figure III.9 : Courbe des pluies de courte durée	30
Figure III.10 : Courbe(Intensité-Durée-Fréquence)	30
Figure .III.11 : les Hydrogrammes de crue.	35
Figure III.12 : courbe capacité -Hauteur et surface -Hauteur.....	39
Figure III.13: courbe volumétrique.	39
Figure III.14 Courbes $H=f(Q,q)$	46
Figure III.15 Courbes $V=f(Q,q)$	46
Figure III.16 : Courbe d'optimisation.....	51
Figure VIII.1 schéma du profil du seuil déversant (creaguer).....	82
Figure VIII.2. schéma de la ligne d'eau.....	85
Figure (IX.1) : Réseau à nœuds	

.Erreur ! Signet non défini.

Liste des planches :

Planche N°01 : Implantation de l'ouvrage.

Planche N°02 : Coupes des trois variantes.

Planche N°03 : Coupe détaillée de la variante choisie.

Planche N°04 : Coupes en travers de la digue.

Planche N°05 : Schémas de calcul de stabilité.

Planche N°06 : profil en long de l'évacuateur des crues.

Planche N°07 : profil en long de la prise d'eau et vidange de fond.

Introduction générale :

La nécessité de voir des mécanismes nouveaux pour le développement de l'agriculture dans notre pays est devenu une nécessité primordiale tant la situation du secteur est devenue alarmante.

Dans ce contexte, l'utilisation de toutes les potentialités s'avère nécessaire, car les ressources en eau sont considérées aujourd'hui comme un facteur décisif pour l'augmentation de la production agricole, et un élément déterminant pour la croissance économique du pays, et l'amélioration des conditions de vie du citoyen.

Notre projet de fin d'étude s'inscrit à juste titre dans le plan d'aménagement de retenues collinaires ELBIAR dans la wilaya de CONSTANTINE à fin d'aménager 50,00 ha pour la culture irriguée.

Le travail proprement dit consiste en une étude technico-économique assortie d'une conception appropriée, d'une étude de stabilité détaillée et étude des ouvrages annexes,

En dernier lieu, une étude d'organisation de chantier déterminera les volumes des travaux à exécuter suivi d'un plan de protection et sécurité de travail pour gagner une bonne réussite de tout projet de grande envergure.

Introduction générale

Introduction générale :

La nécessité de voir des mécanismes nouveaux pour le développement de l'agriculture dans notre pays est devenu une nécessité primordiale tant la situation du secteur est devenue alarmante.

Dans ce contexte, l'utilisation de toutes les potentialités s'avère nécessaire, car les ressources en eau sont considérées aujourd'hui comme un facteur décisif pour l'augmentation de la production agricole, et un élément déterminant pour la croissance économique du pays, et l'amélioration des conditions de vie du citoyen.

Notre projet de fin d'étude s'inscrit à juste titre dans le plan d'aménagement de retenues collinaires ELBIAR dans la wilaya de CONSTANTINE à fin d'aménager 50,00 ha pour la culture irriguée.

Le travail proprement dit consiste en une étude technico-économique assortie d'une conception appropriée, d'une étude de stabilité détaillée et étude des ouvrages annexes,

En dernier lieu, une étude d'organisation de chantier déterminera les volumes des travaux à exécuter suivi d'un plan de protection et sécurité de travail pour gagner une bonne réussite de tout projet de grande envergure.

Chapitre 01 :

Etude Topographique

Introduction :

Pour la réalisation d'un barrage, 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 sur la bonne connaissance des conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

Le but principal de l'étude topographique est d'établir les documents nécessaires pour les avants projets (plans, cartes, documents...) qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes.

I.1.TOPOGRAPHIE ET APPORTS DU BASSIN VERSANT :

Si l'on excepte le cas des plans d'eau à vocation touristique et les petits barrages hydroélectriques, c'est le volume de la retenue qui conditionne toute la conception du barrage.

On cherche en effet à disposer d'un volume d'eau pour le soutien d'étiage, l'irrigation

Ou l'eau potable, ou bien d'un volume disponible pour amortir une crue.

I.2. Situation géographique du site :

Le site de la retenue collinaire EL BIAR, sur Chaabet El Hamma, se trouve à **17.5 km** environ à vol d'oiseau au Nord du chef-lieu de wilaya et au Sud Ouest de la commune De Beni Hamidene à une distance de **2.5** kilomètres environ à vol d'oiseau.

Les coordonnées Lambert selon la carte 1/50000 au point de l'exutoire sont :

$$\mathbf{X = 842.305 \text{ Km.}}$$

$$\mathbf{Y = 362,740 \text{ Km.}}$$

$$\mathbf{Z = 349.50 \text{ m.NGA}}$$

Le plan de situation de l'ouvrage est montré dans la figure (I.1).

Plan de situation de la zone d'étude



Figure I.1. Plan de situation.

Ech : 1/50000



Figure I.2. Vue en plan du site de retenue collinaire EL BIAR

I-3- Documentation topographique:

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

La documentation topographique pour des travaux sur l'étude de faisabilité du retenue collinaire et pour justifier les conceptions de l'étude, on a reçu les documents cartographiques suivant:

un levé topographique du site à l'échelle 1/1000ème et à l'échelle 1/500ème pour la cuvette , l'emprise de la digue et les ouvrages annexes de la retenue collinaire

I-4- choix du site du barrage:

Le choix du site est basé essentiellement sur des connaissances et des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

Parmi les critères déterminants du choix d'un site d'un petit barrage, on distingue les différents points suivants :

Garantir la quantité d'eau qui sera piégée dans le barrage ;

Bonne géologie pour l'emplacement du barrage et de la retenue ;

Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume du barrage sera minimum.

Choisir l'emplacement rapproché et facile des zones d'accès existantes, afin d'éviter la création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre.

Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

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

I.5.caractéristiques morphologiques :

La zone d'étude de la retenue collinaire EL BIAR présente un relief plat.

L'emplacement du site offre une bonne cuvette pour retenue collinaire, la pente de l'oued est relativement douce, ce qui permet un stockage important d'eau.

La gorge choisie pour l'emplacement de l'axe de la digue est sensiblement ouverte, avec une pente accentuée sur la rive droite, et une pente douce sur la rive gauche favorable pour l'emplacement de l'évacuateur de crues.

La morphologie du site est favorable pour la réalisation d'une retenue collinaire.

I-6-/ Conclusion :

. L'étude préliminaire de la Retenue Collinaire EL BIAR sur chaabet EL HAMMA, commune de BENI H'MIDENE **Wilaya de CONSTANTINE** c'est basé principalement sur :

- Les reconnaissances de terrain, et la collecte des données de base (carte d'état major, documentation géologique, données hydrologique), pour le choix du site et la détermination de ces caractéristiques sommaires.

De façon générale on peut dire que le site de la Retenue Collinaire EL BIAR sur chaabet EL HAMMA, commune de BENI H'MIDENE **Wilaya de CONSTANTINE** est faisable du point de vue topographique.

Chapitre 02 :

Etude géologique et géotechnique

Introduction :

La faisabilité d'un barrage est basée sur la nature géologique de son axe et de sa cuvette. Ce site doit être géologiquement acceptable c'est-à-dire qu'il doit assurer une bonne assise de la digue et pouvoir fournir les matériaux nécessaires pour sa construction.

La cuvette doit être étanche et les berges de la retenue stables.

Le sol de fondation doit présenter de bonnes caractéristiques mécaniques tels que :

Faible compressibilité, perméabilité, degré d'altération.

Grande résistance à l'écrasement.

II.1. ETUDE GEOLOGIQUE :

La géologie du bassin versant de la retenue collinaire **El Biar** est illustrée par l'extrait de la carte géologique ci-après dans la (figure N°II.01) voir page 09.

II.2. Etude et reconnaissances réalisées sur le site :

Le site de retenue collinaire EL BIAR, sur Chaabet El Hamma, se trouve à **17.5** km environ à vol d'oiseau au Nord du chef-lieu de wilaya et au Sud Ouest de la commune De Beni Hamidene à une distance de **2.5** kilomètres environ à vol d'oiseau, il est localisé sur la carte d'état major de EL HARROUCH au 1/50.000°.

Topographie :

Deux études topographiques sont réalisées sur Chaabet El Hamma :

-un levé topographique de la cuvette à l'échelle de 1/1000° système de coordonnées Lambert approchées altitude NGA.

-un levé topographique du site à l'échelle 1/500° système de coordonnées Lambert approchées altitude NGA.

II.3. Géologie de la région :

La région de Beni Hamidène où se situe le site de la retenue collinaire fait partie du Tell méridional constantinois, dans une zone dite : **dépression de Constantine**, entaillée dans des sédiments tendres du Néogène (alternance d'argiles plus ou moins schisteuses, de grès jaunâtres et de calcaires marneux gris ou jaunes, calcaires travertins aux blanchâtres, grès et poudingues).

Cette dépression est limitée au Nord par des reliefs appartenant à la chaîne numidique, les uns sont constitués par des roches calcaires : Djebel M'cid Aïcha (1462m), Kef Sema (1345m) et Djebel Sidi Dris (1273m), les autres sont gréseux. Au Sud, Le massif de Cettaba qui domine par des escarpements la dépression tertiaire de 400 à 500m dans la zone est, se prolonge à l'Ouest par le plateau pliocène d'une altitude moyenne de 1050m, très découpé et démantelé, enfin Le Djebel El Akhal (1256m) qui est un bossellement rocheux tronqué au Nord par une faille, auquel s'adosse un plateau pliocène.

Les formations géologiques au niveau de la région sont de haut en bas de l'échelle stratigraphique les suivantes :

1. Formations miocènes :

- **Travertins calcaires :** forment des affleurements discontinus au Nord de l'Oued Smendou .
- **Grès et poudingues dites : de Siliana,** de grande extension au Nord de la confluence de Oued Smendou et Oued Rhumel et au Sud de la forêt des Mouia.
- **Argiles et grès dits de Smendou :** De grande extension de part et d'autre de l'Oued Smendou et Oued Rhumel. Ils consistent en alternance d'argiles plus au moins schisteuses, de couleur noire, de grès fins jaunâtres et de calcaires marneux gris ou jaunes.
- **Grès et poudingues dits de l'Oued Mila,** de couleur rouge, présents au niveau de Djebel El Kheneg, entre Oued Rhumel et Oued Smendou.

2. Formations éocènes :

- **Grès de Numidie :** Formant le cœur d'un synclinal au niveau de la forêt des Mouia se prolongeant à l'Est en contact transgressif sur les marnes et calcaires sénoniens de Kef Sidi Driss. IL s'agit de grès jaunâtres à grains fins, où l'on observe à différents niveaux de minces lits argilo sableux.
- **Argile de Numidie,** affleurent sous les formations précédentes ; ce sont des argiles noires renfermant des minces lits de grès jaunes.
- **Grès quartziques :** Existents toujours dans le synclinal de la forêt des Mouia. Il s'agit de grès rougeâtres composés de grains de quartz solidement agglomérés par une pâte très homogène.
- **Calcaires à Nummulites,** affleurent au Nord de Beni Hamidène, consistant en calcaires blanchâtres.
- **Calcaires à silex :** Calcaires blanchâtres avec nombreux rognons siliceux, en contact anormal avec les calcaires liasiques de Sidi Driss.

3. Formations crétacées :

- **Le Sénonien** consiste en marnes et calcaires : Marnes noires avec bancs de calcaire marneux de même couleur dans la chaîne numidique.
- **Le Cénomaniens :** Calcaire et marno -calcaire gris, en contact anormal avec les calcaires à silex de l'Eocène et les formations du Sénonien.

4. Le Lias : Il s'agit de calcaires massifs grisâtres ; bleuâtres ou blanchâtres à nombreux rognons de silex formant la plupart des roches de la chaîne numidique

II.4.Sismicité da la région :

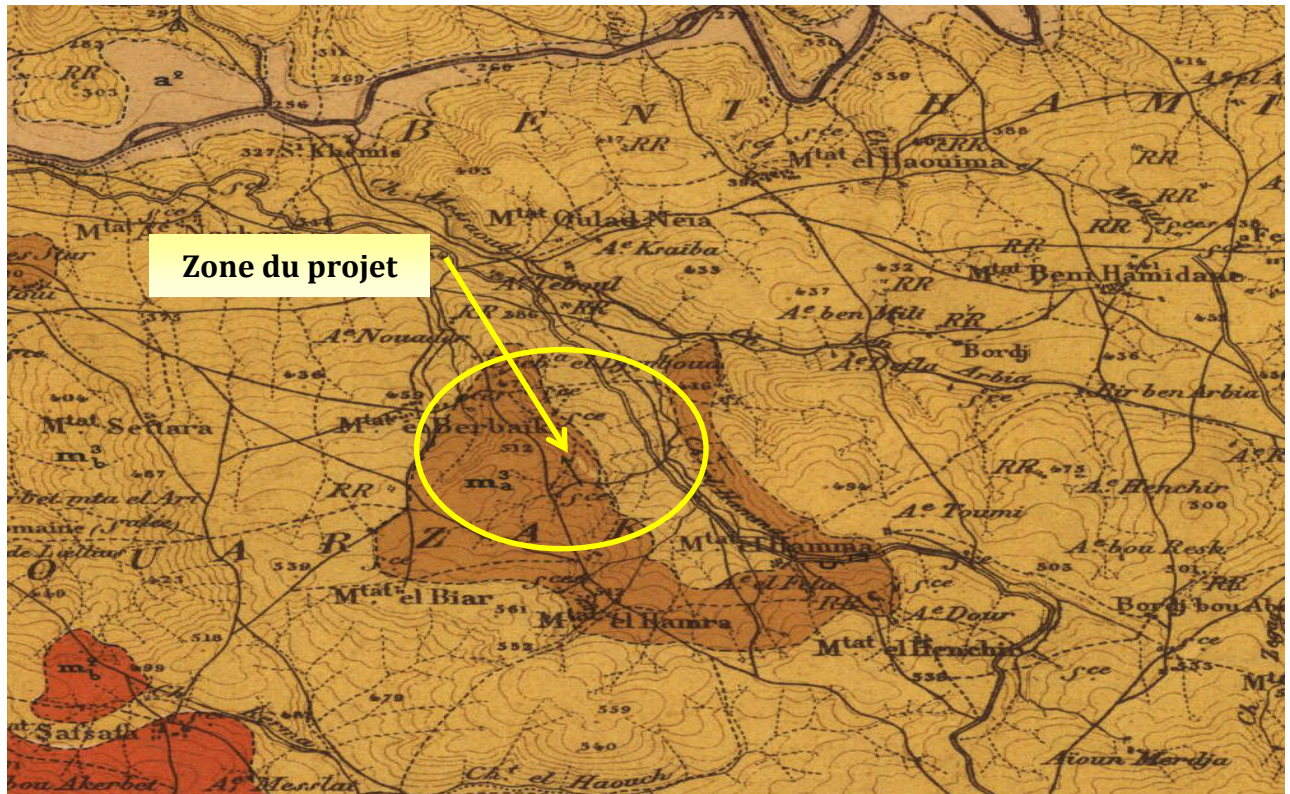
L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaine et eurasienne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques).

Le niveau de risque sismique considéré comme acceptable en Algérie a été établi et intégré dans les prescriptions réglementaires contenus dans le règlement R.P.A.99 (règles parasismiques Algériennes) en considération de 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. Le coefficient d'accélération de zone noté « A » est donné par R.P.A 99 en fonction de groupe d'usage de l'ouvrage et y est déterminé par la méthode de Messieurs SHAH et AL en 1975 ; c'est une méthode probabilistique basée sur des cartes d'iso-accélération déduites de la sismicité historique de l'Algérie .

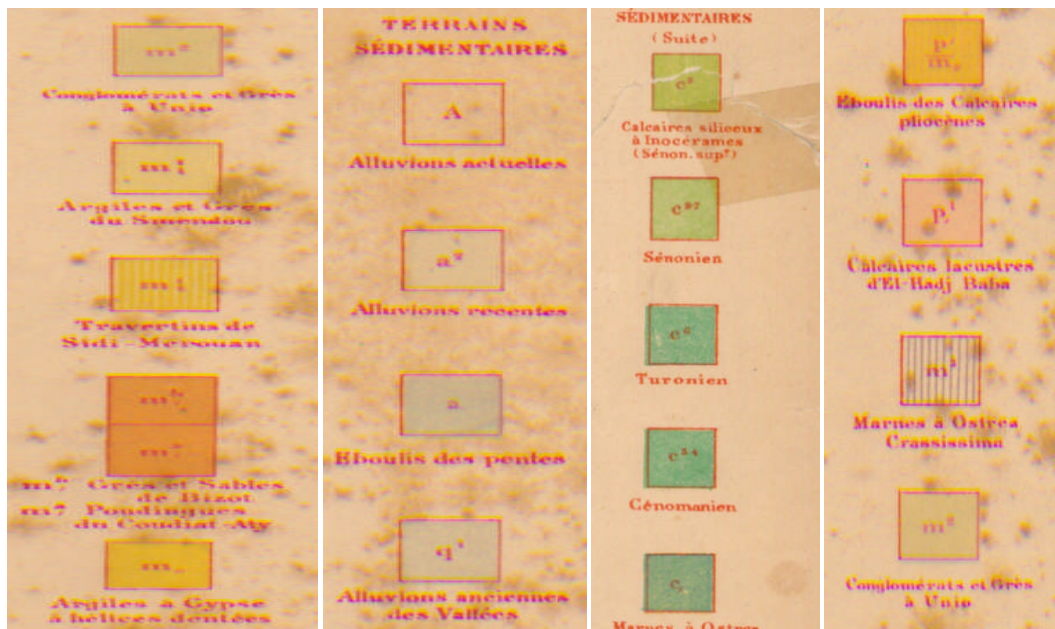
Le coefficient sismique noté **K** définissant la fraction de l'accélération de la pesanteur utilisée dans le calcul de stabilité des digues de barrages ou retenues collinaires peut être déterminé en fonction de l'accélération maximale horizontale (**A**) dépendant de la zone sismique et du degré d'usage de la structure . Il est donné par la formule empirique **K= 2/3.A**, laquelle est basée sur les observations faites sur le comportement de nombreux digues de barrages en terre et en enrochement. Donc , notre site de la retenue collinaire El Biar, situé dans **la zone sismique II** et appartient au groupe d'usage n°2a. Ces deux paramètres permettent de calculer le coefficient sismique **K=2/3.A** , **K=2/3*0.20 = 0.13**

Figure II-1.un extrait de Carte géologique :

Ech : 1/50000



LEGENDE :



II.5.Lithologie de la cuvette :

La géologie de la cuvette est basée sur les travaux de reconnaissances au niveau de la zone d'emprunt (fouilles de reconnaissances) et du site (sondages carottés) , l'examen de la carte géologique de Sidi Driss.

Les formations géologiques au niveau de la cuvette se présentent comme suit :

- Sur le versant droit de la cuvette, ce sont les dépôts de colluvions (argiles et limons sableux) qui couvrent des argiles compactes brunâtres limoneuses présumées Miocène dans la partie basse. La partie haute du versant, de relief prononcé, étant constituée de grès et sables jaunâtres.
- Sur le versant gauche, les mêmes formations de colluvions du versant droit couvrent les mêmes argiles du Miocène.
- Au niveau du lit d'oued, ce sont les alluvions (limons, graviers et sables avec parfois des blocs) peu épaisses couvrent les mêmes argiles miocènes des deux versants.

Au point de vue perméabilité , les terrains de couverture(colluvions) des deux versants sont d'une perméabilité moyenne à faible , les alluvions sont perméables . Les argiles miocènes sont d'une perméabilité très faible et assurent l'étanchéité de la cuvette au niveau versant gauche . Pour celle de droite , bien que les grès et sables (formations perméables) sont situés à des niveaux supérieurs à la côte normale de la retenue, on ne peut craindre les pertes d'eau par infiltration lors de la mise à eau de la retenue.

En conclusion, la présence d'un terrain de fond (argiles miocènes) assurent une bonne étanchéité de la cuvette.

II.6.Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue :

Selon les résultats des travaux géologiques au niveau du site, ainsi que observations faites sur le terrain, les formations géologiques se présentent comme suit :

- La rive droite de faible pente à sa base, accentuée à son sommet présente les formations suivantes :

A la base, le terrain de fond est constitué par des argiles de couleur brune à rares intercalations de bancs calcaires décimétriques surmontées par des colluvions de faible épaisseur, constituées de d'argiles et limons sableux. Au sommet les grès et sables de couleur jaunâtre surmontent les argiles miocènes de base. Les argiles miocènes sont atteintes à la profondeur de 3,0 m au niveau du sondage SC02 (profondeur de sondage :15m). Dans le même sondage un banc calcaire intercalé a été atteint à la profondeur de 4m.

- La rive gauche présente les mêmes formations de la rive droite, avec absence des grès et sables jaunâtre au sommet de la rive droite. Un banc de calcaire de 30 cm d'épaisseur été intercepté par les sondages SC 03 et SC 01 respectivement aux profondeurs : 3.5 et 7.5 m.

II.7. Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise de la digue :

A/ Perméabilité :

Les colluvions (argiles et limons sableux) sont perméables en surface (pour une profondeur ne dépassant pas 1.5m) et de faible perméabilité en profondeur.

Les argiles miocènes sont de très faible perméabilité

Les grès et sables jaunâtres sont d'une perméabilité importante

B/ Etanchéité :

- L'étanchéité de l'assiette de la retenue est entièrement assurée par l'imperméabilité des argiles de fond.
- Au niveau de l'emprise de digue, la présence des grès et sables (formations perméables) n'influent pas sur l'étanchéité de celle-ci, car situés à des côtes supérieures au niveau normal de la retenue (373m.)

II.8. Fondation de la digue et ses ouvrages annexes :

▪ Corps de la digue :

Compte tenu de la perméabilité des terrains constituant les assises de la digue, nous recommandons ce qui suit :

Sur la rive droite afin d'assurer une étanchéité appréciable au niveau de la digue, nous proposons d'ancrer la digue à une profondeur d'environ 1,5m. dans la couche des colluvions sur les deux rives , à l'exception du fond de la vallée où l'ancrage doit dépasser le banc de calcaire(perméable) pour parer aux fuites d'eau .

Evacuateur de crue :

Implanté sur la rive gauche , l'évacuateur de crue sera fondé sur des colluvions (argiles et limons sableux).

II.9. Matériaux de construction du petit barrage :

▪ Matériaux du remblai de la digue :

Les matériaux du remblai de la digue (argiles) seront exploités au niveau de la cuvette.

▪ Matériaux de Rip-Rap (enrochement) :

Les matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont de la digue (enrochement) peuvent être fournis à 500m en aval du site à partir de bancs calcaires

affleurant de part et d'autre du lit d'oued, ou des carrières de la région les plus proches au site.

▪ **Matériaux de filtres, drains et transitions :**

Les matériaux nécessaires au filtre, drain et transition peuvent être exploités des carrières existantes dans la région après leur triage.

II.10. ETUDE GEOTECHNIQUE :

But de l'étude :

L'étude géotechnique de ce site de la retenue collinaire, basée essentiellement sur des campagnes de reconnaissance effectuées sur terrain, durant lesquelles établi un programme des travaux de terrain (exécution des puits, tranchées et sondage, suivi des prélèvements des échantillons de sol en différents endroits de la retenue : zone d'emprunt argileuses et zone d'emprises de la digue) afin d'évaluer la quantité et la qualité des matériaux de construction de la digue ainsi que la détermination de la structure géo-mécanique du sous-sol de fondation à différents niveaux pour des essais géotechniques et chimiques de laboratoire.

II.10.1 Recherches effectuées et études de fondation :

***fouilles sondages carottes:**

Des fouilles et sondages carottés ont été réalisés en différentes zones de la retenue collinaire : Zone d'emprise de la digue et zones d'emprunt pour les matériaux de construction, suivi de prélèvements d'échantillons de sol pour pouvoir connaître et déterminer respectivement la structure géo-mécanique des terrains d'assise et de fondation de la digue ainsi que l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la construction de cette retenue collinaire :

- 04 fouilles au niveau de l'emprise d'emprunt (FEON1 à FEON4).
- 03 sondages carottés de 15m de profondeur chacun.

II.10.2. Prospection géotechnique de laboratoire : (COJAAL)

II.10.2.1. Nombre des essais :

Nombre des essais			
Essais physique d'identification et de classification		Teneur en eau naturelle (W_n)	09 essais
		Densité sèche (γ_d)	09 essais
		Degré de saturation (S_r)	09 essais
		Limite de liquidité (W_l)	05 essais
		Indice de plasticité (Ip)	05 essais
Essais mécaniques	Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U	Cohésion (Cu)	05 essais
		Angle de frottement (Øu)	05 essais
	Compactage selon proctor normal	Teneur en eau maximale (W_{max})	03 essais
		Densité sèche optimale (γ_{dopt})	03 essais
Analyse chimique de sol		Teneur en carbonates	05 essais
		Teneur en chlorures	05 essais
		Teneur en sulfates	05 essais
		Teneur en matière organique	05 essais

Tableau II.01 : Nombre des essais

II.10.2.2. Mode opératoire des essais :

Les essais physiques d'identification et de classification ont été réalisés selon les normes A.S.T.M.

Les essais de cisaillement de type U.U ont été réalisés à la boîte de Casagrandé de dimensions intérieures 60 * 60 mm. à vitesse constante de 1.0 mm/min.

Afin de connaître les paramètres de compactage du sol de remblai de la digue, ont été réalisés des essais " Proctor normaux" sur la portion de particules de diamètre inférieur à 4mm. sous une énergie de compactage de 600 KN/m². Pour les paramètres pouvant servir pour le calcul des tassements (remblai et sol de fondation de la digue) des essais de compressibilité à l'odomètre.

II.10. 3.RESULTATS GEOTECHNIQUES DE TERRAIN, LABORATOIRE ET LEUR INTERPRETATION :

II.10.3.1. Terrains d'assise et de fondation de la digue :

Au sommet de la **rive droite**, ce sont des grès jaunâtres à grains fins et sables d'âge Miocène. La base de cette rive est constituée par une couverture de colluvions représentés par des

argiles limoneuses et limons sableux avec présence de blocs couvrant des argiles compactes présumés Miocène.

La rive gauche est constituée des mêmes formations pour la base de la rive droite (colluvions couvrant les argiles miocènes).

Les résultats des essais géotechniques de laboratoire pour différents sols se présentent comme suit :

Tableau II.02 : Les résultats des essais géotechniques de laboratoire

<i>Terrains d'assise et de fondation de la digue</i>							
<i>Colluvions (argiles et limons sableux)</i>	<i>Essais d'identification et de classification</i>	Densité sèche (Y_d)	1.78 - 1.82 T/m ³	<i>Argiles miocènes</i>	<i>Essais d'identification et de classification</i>	Densité sèche (Y_d)	1.62 -1.83 T/m ³
		Degré de saturation (S_r)	88.7- 90.98 %			Degré de saturation (S_r)	75.79-100 %
		Limite de liquidité (WL)	41.5 - 44.5 %		<i>Essais mécaniques(Essai de cisaillement à la boîte type U.U)</i>	Angle de frottement total (Ø_u)	31 – 45 ⁰
		Indice de lasticité (I_p)	15.5 - 18.5 %			Cohésion totale (C_u)	18 – 69 KN/m ²
	<i>Analyses chimiques</i>	Teneur en carbonates	28.5 - 34.20 %				
		Teneur en sulfates	Néant				

Les résultats des différents essais indiquent un sol dense , de bonne résistance au cisaillement.

II.10.3.2. Matériaux de construction de la digue :

II.10.3.2.1 Matériaux d'étanchéité :

Les matériaux d'étanchéité de la digue (remblai) seront exploités au niveau du versant gauche de la cuvette. Ils consistent en argiles et limons sableux. Le volume qu'on peut extraire de la zone d'emprunt prospectée est de 705750 m³ pour une surface de 27830m². et une épaisseur moyenne de 2.5m. Ce volume prospecté est largement suffisant pour le remblai de la digue , évalué à près de 50000 m³ .

Tableau II.03 : Les caractéristiques géotechniques pour matériaux d'étanchéité

Matériaux de construction de la digue : (Matériaux d'étanchéité)			
Essais d'identification et de classification		Limite de liquidité (WL)	39 – 65.9 %
		Indice de lasticité (Ip)	16.7 – 33.4 %
Granilométrie – sédimentométrie		Grains de diamètre supérieur à 80μ	79 - 85 %
		Graviers	00 - 06 %
		Gros sables	04 -13 %
		Sable fin	21 -26 %
		Limons	20 - 30 %
		Argiles	24 - 50 %
Essais mécaniques	Essai Proctor normal	Densité sèche optimale (γ_{dopt})	1.58 – 1.66 T /m ³
		Teneur en eau optimale (Wopt)	14.48 – 15.13 %
	Essai de cisaillement à la boîte type U.U	Angle de frottement total (Øu)	27 – 37°
		Cohésion totale (Cu)	30 – 162 KN / m ²
Analyses chimiques		Teneur en carbonates	7.87 - 74.80%
		Teneur en sulfates	Néant
		Teneur en chlorures	0.15 – 0.41 %
		Teneur en matière organique	0.11 – 0.13 %

Selon les résultats de laboratoire, ces sols appartiennent selon la classification U.S.C.S au groupe MH (limons très plastiques) et CL (argiles peu plastiques), présentant une résistance au cisaillement important. Compactées, ces argiles auront une perméabilité très faible. Le taux de compactage par rapport à celui de Proctor normal est dans la plage de 95 à 100%. L'analyse chimique indique un sol non agressif.

En conclusion, au vu de la disponibilité des matériaux argileux très proches du site , nous optons pour le type d'une digue en terre homogène.

II.10.3.2.2. Matériaux pour filtres ,transitions et drains :

Les matériaux destinés pour filtres afin de protéger le matériau étanche du remblai contre l'entraînement des particules doivent avoir un fuseau granulométrique obéissant aux

critères de TERZAGUI ci-après en partant du fuseau granulométrique des matériaux de base (argiles)

$$\frac{D_{15}^f}{d_{85}^a} \leq 5 \qquad 12 \leq \frac{D_{15}^f}{d_{15}^a} \leq 40 \qquad 12 \leq \frac{D_{50}^f}{d_{50}^a} \leq 58$$

II.10.3.2.3. Matériaux d'enrochement (R i p – R a p) :

Les matériaux d'enrochement pour la protection du talus amont contre les vagues peuvent exploités à 500m en aval du site (calcaire en bancs décimétriques affleurant de part et d'autre du lit d'oued) .

CONCLUSIONS GENERALES ET RECOMMANDATIONS :

Après analyses de toutes les données géotechniques de terrain et de laboratoire effectuées sur les différents faciès évoqués ci-dessus, que ce soit au droit du site de la retenue collinaire **EL BIAR** (assise de fondation de la digue et ses ouvrages annexes)ou au niveau de la cuvette et ses proximités (zones d'emprunt pour la construction du retenue collinaire) ; le site de la retenue collinaire La retenue collinaire EL BIAR, commune BENI HMIDENE, wilaya CONSTANTINE est techniquement favorable pour la réalisation .

on peut faire les conclusions et les recommandations suivantes :

- L'étanchéité de l'assiette de la retenue collinaire est assurée par les argiles de fond d'âge Miocène.
- Au niveau de l'emprise de la digue, l'ancrage de la digue doit se faire sur les 02 rives pour une profondeur maximale de 1.5m , à l'exception du fond de la vallée dont il faut ancrer au-delà du banc de calcaire présent une profondeur de 3.5 m .
- Les matériaux argileux destinés à l'étanchéité et la recharge de la digue seront exploités du versant gauche de la cuvette et sont quantitativement et qualitativement satisfaisants.
- Les matériaux nécessaires à la protection de la digue (blocs d'enrochement) peuvent être exploités à 500 m en aval du site (calcaire en bancs décimétriques affleurant de part et d'autre du lit d'oued) .
- Les matériaux du remblai de la digue ainsi ses terrains de fondation sont non agressifs envers le béton à ciment ordinaire.

Chapitre 03 :

Etude hydrologique

Introduction:

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

Les études hydrologiques donc sont très indispensables dont l'objet est la détermination des conditions actuelles qui caractérisent la zone de l'aménagement, à savoir calculer les caractéristiques morphologiques, les données climatologiques et pluviométriques, de déterminer l'apport liquide moyen annuel ainsi que les apports de différentes fréquences. Egalement seront déterminés les débits maximums et les apports solides. Cela constituera le premier volet de ce document.

Le deuxième volet concernera l'étude de la régularisation avec les taux de garanti et enfin l'étude du laminage de crues.

Toutes ces caractéristiques sont nécessaires au dimensionnement de la retenue et de ses ouvrages annexes tel le déversoir et la vidange de fond.

III-1-Le bassin versant :

III.1 .1- Caractéristiques générales du bassin versant :

Le bassin versant représente en principe, l'unité géographique sur laquelle se base l'analyse du cycle hydrologique et de ses effets. Plus précisément, le bassin versant qui peut être considéré comme un " système " est une surface élémentaire hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire.

III.1.2- Caractéristiques physiquo-géographiques du bassin versant :

Les travaux sous cité sont effectués sur la carte d'état major de EL HARROUCH à l'échelle 1/50.000; La plus grande partie du bassin versant de **Chaabet El Hamma** se situe entre 440 et 550 m. Les chaînes de montagnes les plus escarpées s'élèvent jusqu'à 650 m environ et culminent à 687 au niveau de Draa Ben Ouaggab.

L'oued principal au niveau du site de la retenue est formé par la confluence de deux oueds importants en l'occurrence Chaabet Ain Defla et Chaabet El Hamma. Ces deux Chaabet reçoivent à leur tour des affluents de moindre importance.

Ses coordonnées au système LAMBERT au point de l'exutoire sont :

X = 842,305 km

Y = 362,740 km

Z = 350 m, NGA

III.1.2.1 Caractéristiques physiques du bassin versant :

Paramètres de forme:

La forme du B.V influence fortement l'écoulement global et notamment le temps de réponse du bassin versant. C'est la configuration géométrique projetée sur un plan horizontal.

*** Caractéristiques hydrographiques :**

Hypsométrie du bassin versant:

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

Tableau III.1. Calcul des surfaces cumulées.

Cote m	Si Km ²	Simax Km ²	Simax %
629-600	0,08	0,08	0,60
600-580	0,09	0,17	1,32
580-560	0,25	0,42	3,29
560-540	0,64	1,06	8,36
540-520	1,21	2,27	17,90
520-500	1,58	3,85	30,44
500-480	2,03	5,88	46,46
480-460	1,49	7,37	58,22
460-440	1,82	9,19	72,59
440-420	1,87	11,06	87,35
420-400	0,93	11,99	94,66
400-380	0,47	12,46	98,41
380-350	0,2	12,66	100,00

La courbe hypsométrique est représentée par la figure suivant :

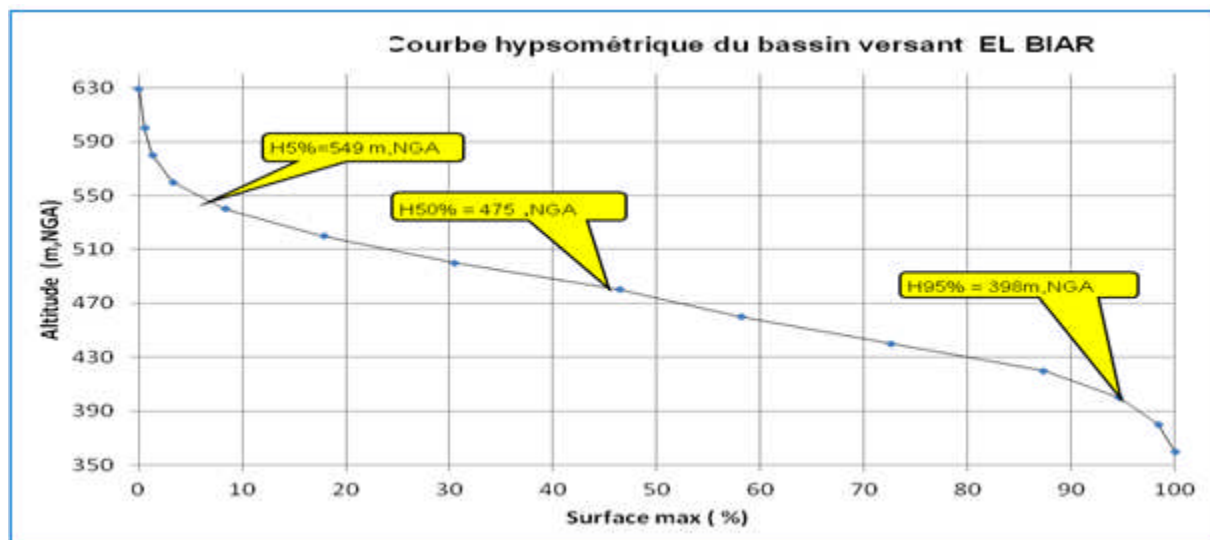


Figure III.1 courbe hypsométrique.

Figure III.2 : Hypsométrie du bassin versant RC EL BIAREch :1/50000

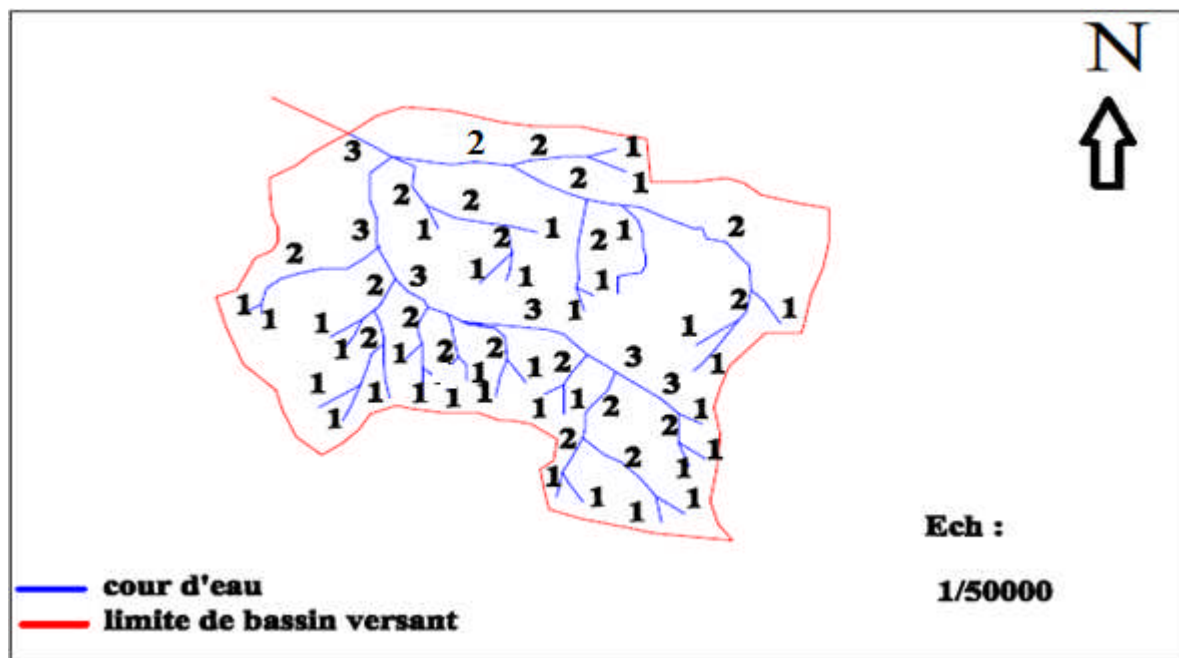
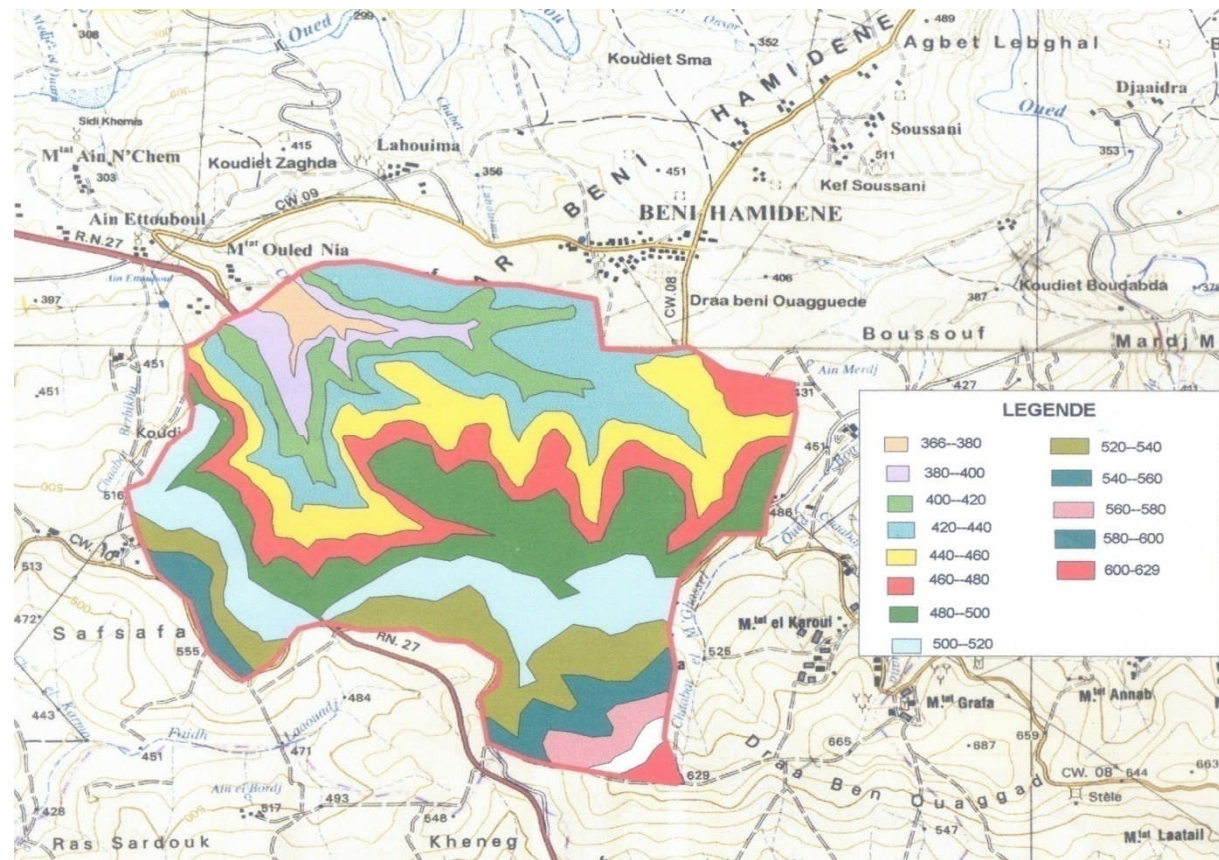


Figure III.3 Réseau hydrographique du bassin versant. Classification Choum

Tableau III.2 Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant.

DESIGNATION		SYMBOLE	FORMULE	VALEUR
Superficie		S	Paramètres géométriques	12.66 km ²
Périmètre		P	Paramètres géométriques	16.36 km
Longueur du thalweg principal		L _p	Paramètres géométriques	5.21 km
Pente du thalweg principal		I	$\frac{\Delta H}{\Delta L}$	8.06%
Indice de compacité		K _C	$0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$	1.29
Coefficient d'allongement		Ca	Ca = L ² / S	2.14
Rectangle équivalent	longueur	L _r	$\frac{K_C \sqrt{S}}{1,12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_C} \right)^2} \right)$	6.11 km
	largeur	l _r	$\frac{K_C \sqrt{S}}{1,12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_C} \right)^2} \right)$	2.07 km
Altitudes	maximale	H _{max}	à partir de cartes topographiques	630 m
	moyenne	H _{moy}	$\sum \frac{Si.Hi}{S}$	474 m
	médiane	H _{med}	à partir de La courbe hypsométrique	475 m
	minimale	H _{min}	à partir de cartes topographiques	350 m
Pente moyenne de B.V		I _{moy}	$I_m = \frac{\Delta H (0.5L_1 + L_2 + L_3 + + 0.5L_n)}{\bar{S}}$	9.56
Indice de pente globale		I _g	(H _{5%} -H _{95%})/L	2.47%
Indice de pente moyenne		I _{pm}	$\frac{H_{\max} - H_{\min}}{L}$	4.58 %
Indice de pente de M Roche		I _p	$\frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i}$	1.90%
Densité de drainage		D _d	$\frac{\sum_{i=1}^n Li}{S}$	2.04 Km/Km ²
Coefficient de torrentialité		Ct	$\frac{N_1}{S}$	8.22
Temps de concentration		T _c	$\frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{\min}}}$	2.58 h

Vitesse de ruissellement	V_r	$\frac{L_p}{T_c}$	2.02 Km/h
--------------------------	-------	-------------------	-----------

Telle que :

- A_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i-1}
- D_i : Dénivelée entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i-1}
- $L_1 L_2 \dots L_n$: les longueurs des courbes de niveaux (Km).
- ΔH : dénivelée entre deux points suffisamment distants (m)
- ΔL : distance entre ces deux points (km)
- $\sum_{i=1}^n L_i$: Somme de tous les cours d'eau d'ordre i en (Km)
- N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1 = 38$

Remarque :

- Selon la valeur de K_C on pourra dire que notre bassin est de forme allongé
- L'indice de pente moyenne est très fort, donc on assistera à un écoulement rapide
- on peut conclure que le chevelu hydrographique est dense, ce qui traduit que notre bassin est bien drainé.
- GRIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce que la formule de GRIANDOTTI tient compte tous les paramètres géométriques du bassin.
- d'après le tableau Classification O.R.S.T.O.M (type de relief) **$D_s = 278 \text{ m} \geq 250 \text{ m}$** que notre relief est fort.

III.1.2.2. Caractéristiques climatiques du bassin versant :

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir des données concernant le climat, données nécessaires pour la conception du barrage et de ces ouvrages annexes.

Compte tenu du manque de stations climatologiques dans la zone du projet, on a eu recours aux observations faites à la station Ain El Bey de Constantine qui se trouve au Sud de la zone d'étude.

Nom de la station	Latitude	Longitude	Altitude	Période
Ain El Bey	36.28 N	06.62 E	694 m	1981- 2005

a- Température

les températures moyennes annuelles à station d'Ain El Bey Constantine pour une période de 15années dans le Tableau N°III.03.

Tableau N°III.03 : Températures Moyennesannuelles(°C) AConstantine

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Moy
T°C	21,15	16,77	11,15	7,79	6,547	7,657	9,89	12,25	16,96	22,11	25,22	25,42	15,24

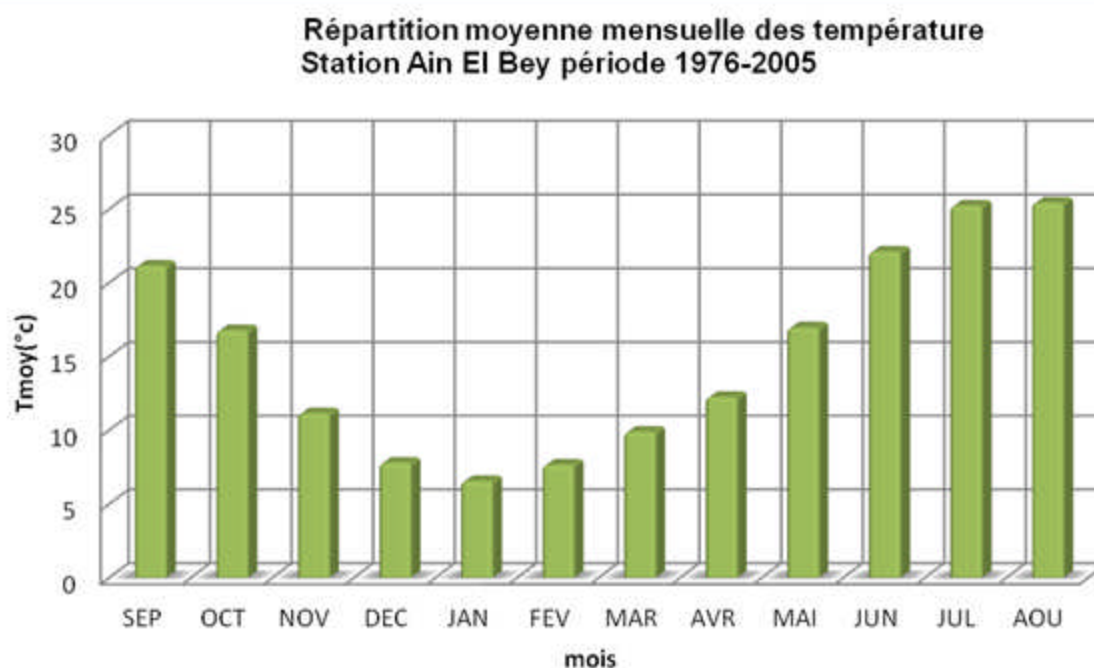


Figure III.4 : Répartition moyenne mensuelle des température

b- Evaporation

L'estimation de ce paramètre a été faite en utilisant les données disponibles pour la station de Constantine. La distribution mensuelle présentée dans le Tableau N°III.04

Tableau N°III.04 Evaporation Moyenne Mensuelle

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Année
Evp %	10.02	7.01	5.05	3.73	3.88	4.71	5.45	6.21	8.70	12.03	17.39	15.81	100

c – Ensoleillement

Le tableau N°III.05. L'ensoleillement moyen a été mesuré à Constantine pour une période de 15 ans (1981 - 1996) . C'est environ 2 961 heures d'ensoleillement par an à Ain El Bey.

Tableau N°III.05 :Durée D'ensoleillement Moyenne Mensuelle

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
L'ensoleillement heures/jour	5.8	6.5	7.3	8.1	9.4	10.5	11.4	10.6	8.9	7.3	6.2	5.2

d – Vitesse du vent

Les valeurs de la vitesse du vent enregistrées au niveau de la station d'Ain el bey période 1970/1999 sont présentées dans le Tableau N°III.06.

Tableau N°III.06 : Vent moyen en (m/s) - Période 1970/1999

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	Vm
V (m/s)	2.7	2.9	2.7	2.6	2.2	2.3	2.3	2.2	2.0	2.2	2.4	1.8	2.36

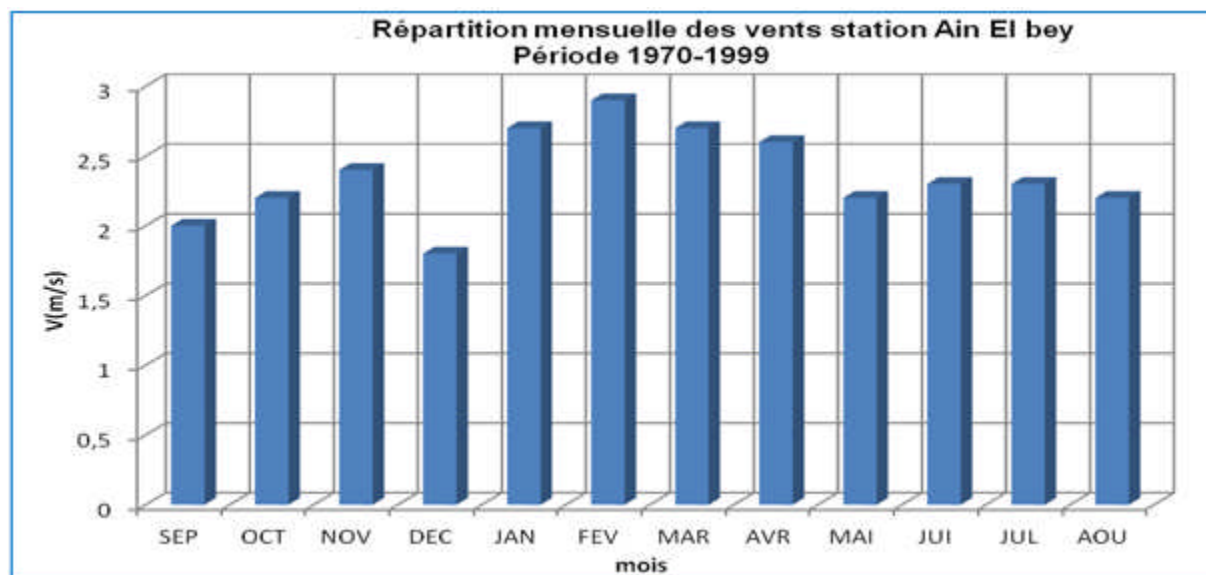


Figure III.5 : Répartition moyenne mensuelle des vents

e – Humidité relative de l'air

les valeurs des humidités mensuelles moyenne, minimale et maximale, pour la station Constantine.

L'humidité moyenne inter annuelle à Ain El Bey est de **67%**

Tableau N°III.07 : Humidité moyenne mensuelle à Constantine

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	Moy
Moyenne %	77,4	75,0	73,6	71,8	67,2	58,8	47,4	51,2	63,6	70,1	72,9	77,5	67 %

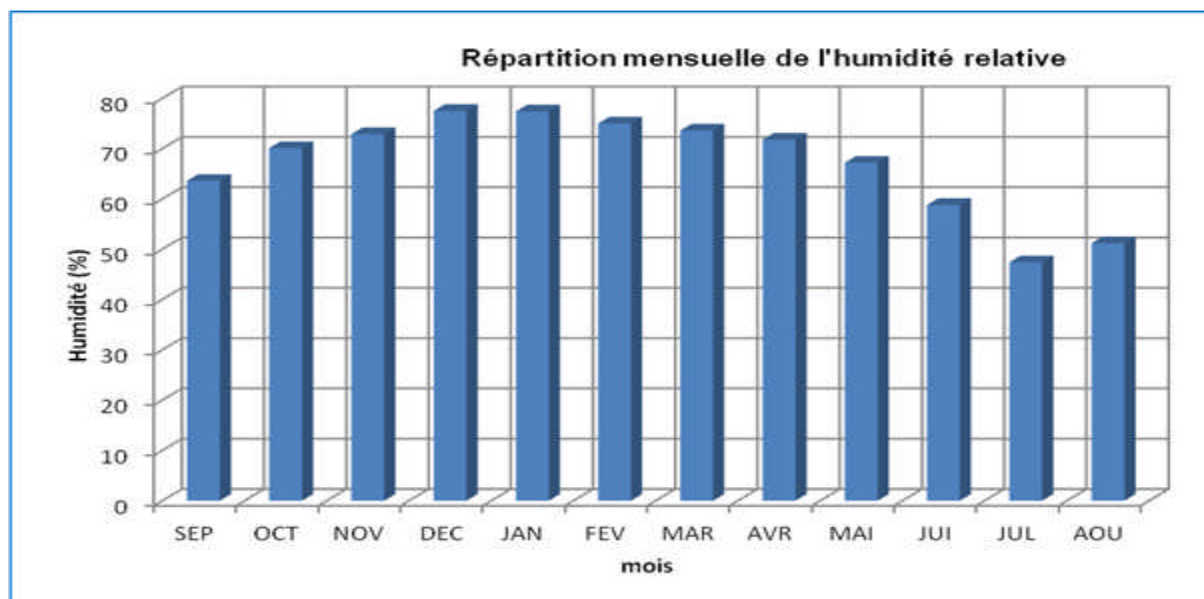


Figure III.6 :Répartition moyenne mensuelle de l'humidité

f -la pluviométrie :

Dans le cadre de cette étude, on utilisera principalement les données pluviométriques de de Constantine. La station de CONSTANTINE (code 10-04-10) située également à l'Est de la zone de l'étude.Cette station la plus proche de la zone de l'étude d'aménagement. Les autres stations pluviométriques servent à conclure quant à l'homogénéité de la pluviométrie de la région. Les résultats de la susdite élaboration sont rapportés dans les suivantes Tableau N°III.08.

Tableau N°III.08 :Précipitations Moyennes Mensuelles [Mm]

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
P _{moy} mm	41,74	38,26	55,98	97,61	75,52	55,54	60,48	53,56	43,72	18,52	4,73	10,04	555,72
P %	7,51	6,89	10,07	17,56	13,59	10,00	10,88	9,64	7,87	3,33	0,85	1,81	100,00
Ecarttype	24,82	33,62	45,92	76,15	52,96	42,24	40,44	34,41	28,05	18,15	5,99	9,21	133,38
Cv	0,59	0,88	0,82	0,78	0,70	0,76	0,67	0,64	0,64	0,98	1,27	0,92	0,24

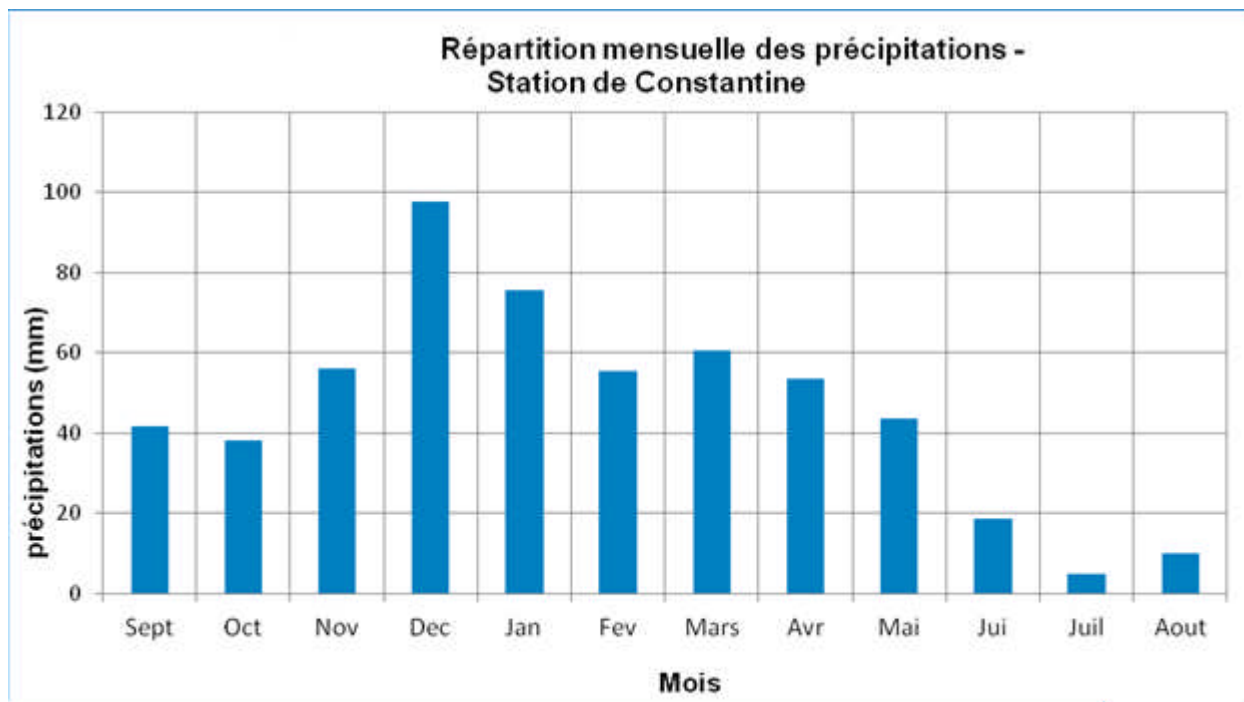


Figure III.7 :Répartition moyenne mensuelle des précipitations

III.2.Les précipitations maximales journalières :

Après l'analyse des séries pluviométriques de La station de CONSTANTINE (code 10-04-10) située également à l'Est de la zone de l'étude. qui a la période d'observation (1984-2010) de 26 ans. Elle représente le régime de la pluviométrie maximale journalière. Ces pluies sont réparties dans L'annexe : B

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

Les caractéristiques de la série sont représentées par la suivant :

Tableau n°III.9 :Caractéristiques de la série avec N=26ans

Caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=26} Xi$	1296,9 mm
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=26} Xi}{n}$	49.86 mm
L'écart type « $\bar{\sigma}_x$ » ; Pour $n > 26$ ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{26} (X_i - 49.86)^2}{25}} \right]$	19.65 mm
Coefficient de variation « C_v » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0.39
L'exposant climatique :	$b=0.40$	

Remarque :

L'exposant climatique pour notre région (b=0.40) est donné par l'A.R.N.H de BLIDA.

III.2.1 : Choix de la loi d'ajustement.

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières dans notre cas .La loi de Galton (log normale), a l'aide de logiciel **Hyfran**, parce que d'après la comparaison on a remarqué que la série s'ajuste mieux à la loi de lognormal (Galton).et que tous les points sont à l'intérieure de l'intervalle de confiance.

Test de la médiane :

Puisque la série est paire, la médiane est observée en rang $N/2$ c'est-à-dire en rang 13, Mode $(X_{50\%}) = 49.1mm$

Ts : taille de la plus grande série (+) ou (-)

Ns : nombre totale de la série (+) ou (-)

D'après la série on a Ts=4 et Ns=13

Pour que la série soit homogène les deux conditions suivantes doivent être vérifiées.

$$N_s > 1/2(N+1 - U_{1-\alpha/2} \sqrt{N+1}) \dots\dots (1)$$

Avec $\alpha = 5\%$ et $U_{1-\alpha/2} = 1.96$

$$D'où N_s > 1/2(26+1 - 1.96 * \sqrt{26+1})$$

$$N_s=13 > 7.91$$

$$Et T_s < 3.3 * \log_{10}(N) + 1 \dots\dots (2)$$

$$T_s=4 < 5.66$$

Les deux conditions vérifiées donc la série est homogène.

III.2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) :

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumble, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale, comme la montre la figure (III- 8)

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

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

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

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

$$\text{Log } x(p\%) = \overline{\text{Log } x} + 6 \cdot \text{Log } u(p\%)$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{26} \text{Log } X_i}{N} \dots\dots\dots (III.2)$$

Donc la droite de GALTON devient :

$$\log P_{\max, j, p\%} = 0,1613y + 1,6813$$

Test d'adéquation :

H0	L'échantillon provient d'une loi Lognormale
H1	L'échantillon ne provient pas d'une loi Lognormale
Résultat de la statistique	p = 0.9200
p-value	SW = 0.95
mu	3.84307
sigma	0.363691
T	1.40

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 % Résultats de l'ajustement.

Quantiles

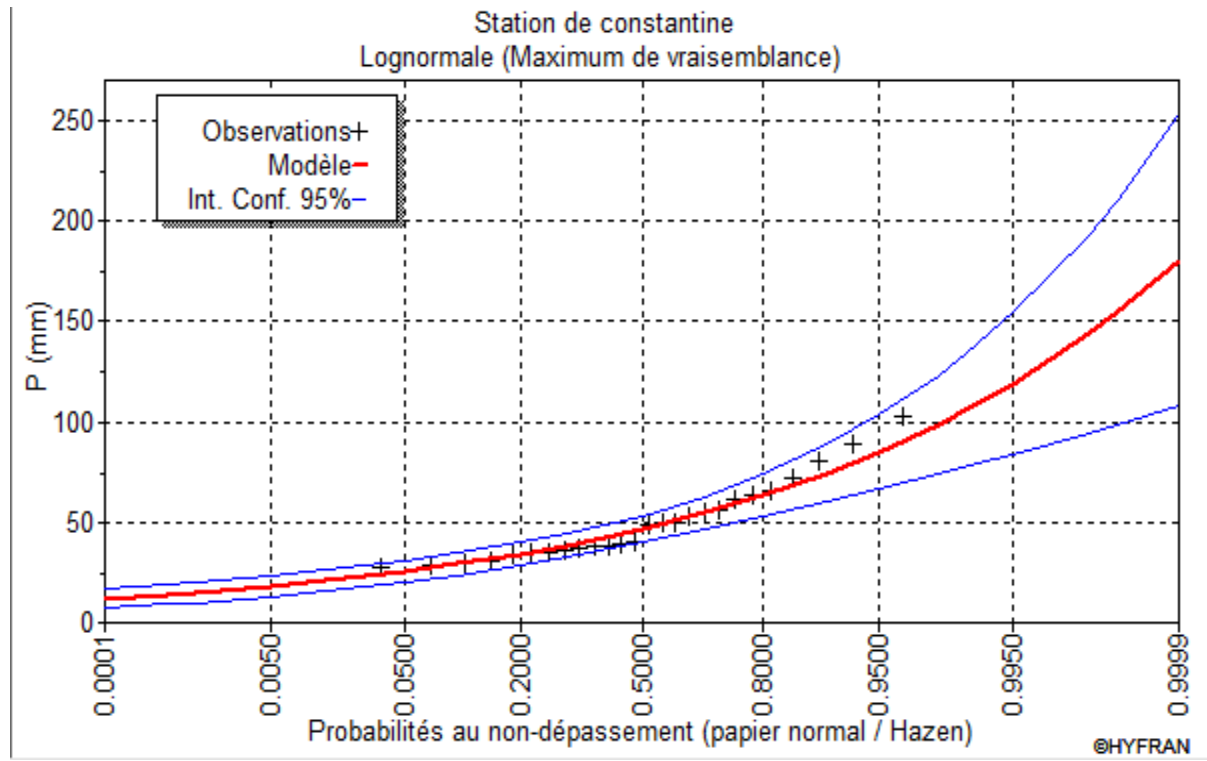
q = F(X) (probabilité au non dépassement)

T = 1/ (1-q) .

Tableau III.10 : résultats d'ajustement a la loi de GALTON:

PERIODE DE RETOUR (ANS)	PROBABILITE (Q)	XT EN MM	ECART TYPE	INTERVALLE DE CONFIANCE
1000	0.9990	144	25.0	94.6 - 193
200	0.9950	119	17.9	84.0 - 154
100	0.9900	109	15.2	79.1 - 138
50	0.9800	98.5	12.6	73.9 - 123
20	0.9500	84.9	9.40	66.5 - 103
10	0.9000	74.4	7.22	60.2 - 88.5
5	0.8000	63.4	5.29	53.0 - 73.7
2	0.5000	46.7	3.33	40.1 - 53.2

Figure .III.8: ajustement de la série par la loi de GALTON.



III.2.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (II.18)$$

Tel que : $y = a (x - x_0)$

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

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

-classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....n.

- calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F (x) = \frac{m - 0.5}{n} \dots\dots\dots (II.19)$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations(37)

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

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

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

- représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL.

***Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL :**

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/a)y + x_0 \dots\dots\dots (II.20)$$

Avec :

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

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

Gumbel (Méthode des moments)

Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations: 26

Paramètres

U = 41.149 ; α = 13.972

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

$$T = 1 / (1-q)$$

TableauIII.11 : résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	170	21.3	128 - 212
2000.0	0.9995	147	17.8	112 - 182
1000.0	0.9990	138	16.3	106 - 170
200.0	0.9950	115	12.8	90.0 - 140
100.0	0.9900	105	11.3	83.2 - 128
50.0	0.9800	95.7	9.84	76.4 - 115

Test d'adéquation

Gumbel(Méthode des moments)

Hypothèses

H0 : L'échantillon provient d'une loi Gumbel

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel

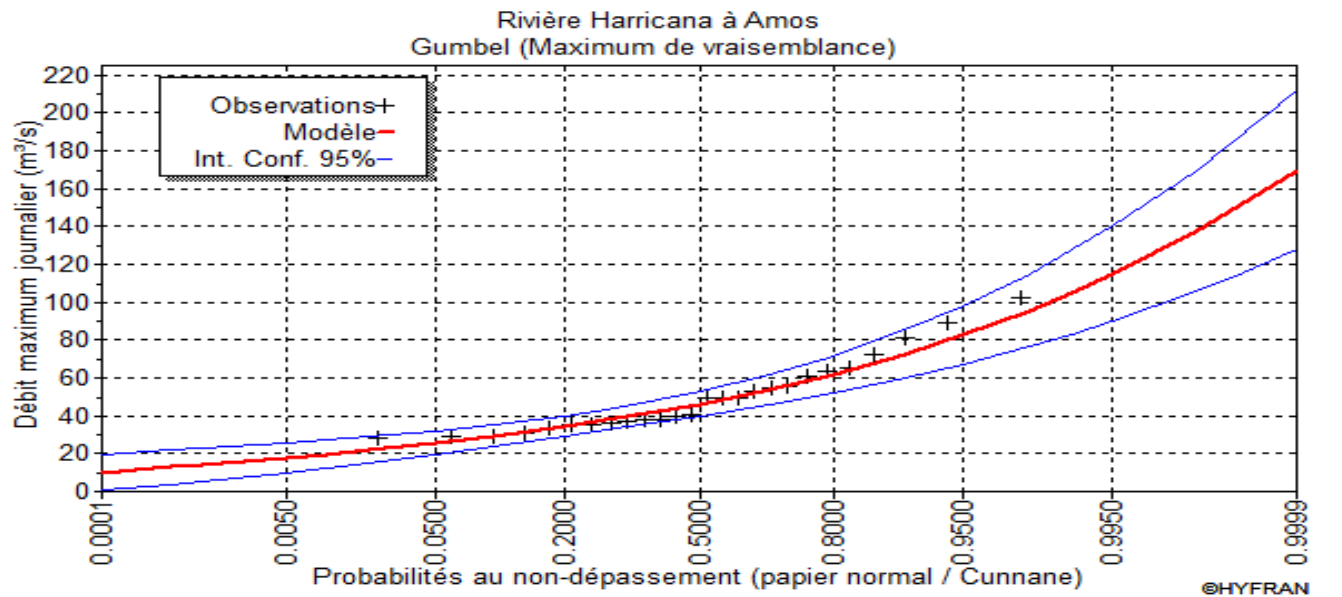
Résultats

Résultat de la statistique : $X^2 = 6.31$, p-value $p = 0.177$

Degrés de liberté : 4 , Nombre de classes : 7

ConclusionNous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

Figure III.09 : l'ajustement avec loi de Gumbel



D'après la comparaison on a remarqué que la série s'ajuste mieux à la loi de lognormal (Galton). et que tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance.

III.2.3 La pluie de courtes durées :

Pour la détermination des données pluviométriques des pluies de courte durée (averses) qui sont exprimées à travers les caractéristiques : Intensité -Durée -Fréquence, on a fait appel à la méthodes générales.

La pluie d'une durée t pour une telle fréquence est donnée par la formule de MONTANA :

$$P_{\max, p\%} = P_{\max, p} (\%) \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (III.3)$$

$t = T_c = 2.58 \text{ h.}$ (Déjà calculé)

b : Exposant climatique (pour notre région $b = 0.40$)

Cet exposant climatique dépendant de la position géographique, déterminé à partir de la carte des iso lignes de l'exposant climatique établi par Les caractéristiques pluviographiques de la région. (Source ANRH)

Intensité des pluies est donnée par la formule suivante : $I = P/t \dots\dots\dots (III.4)$

Les précipitations et les intensités pour les différents fréquences sont regroupés ans tableau.

Les résultats des ajustements des pluies maximales journalières pour les différentes périodes de retour (100, 50, 20, 20,10 e t_5 ans) par la méthode de **log normales** sont présentés dans le Tableau III.11

Tableau III.11 : les précipitations des différent fréquence.

Période de Retour (ans)	100	50	20	10	5
Fréquence	0.9900	0.9800	0.9500	0.9000	0.8000
$P_{\max j}$ (mm)	109	98.5	84.9	74.4	63.4

		Fréquence									
		0.99		0.98		0.95		0.90		0.80	
		$P_{\max t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max t}$ (mm)	I_0 (mm/h)
Temps (h)	1	30,57	30,57	27,63	27,63	23,81	23,81	20,87	20,87	17,78	17,78
	2	40,34	20,17	36,46	18,23	31,42	15,71	27,54	13,77	23,46	11,73
	3	47,45	15,82	42,87	14,29	36,95	12,32	32,38	10,79	27,60	9,20
	4	53,23	13,31	48,10	12,03	41,46	10,37	36,33	9,08	30,96	7,74
	8	70,24	8,78	63,47	7,93	54,71	6,84	47,94	5,99	40,85	5,11
	10	76,80	7,68	69,40	6,94	59,82	5,98	52,42	5,24	44,67	4,47
	12	82,61	6,88	74,65	6,22	64,34	5,36	56,38	4,70	48,05	4,00
	16	92,68	5,79	83,75	5,23	72,19	4,51	63,26	3,95	53,91	3,37
	18	97,15	5,40	87,79	4,88	75,67	4,20	66,31	3,68	56,51	3,14
	21	103,33	4,92	93,38	4,45	80,48	3,83	70,53	3,36	60,10	2,86
	24	109,00	4,54	98,50	4,10	84,90	3,54	74,40	3,10	63,40	2,64

Tableau III.12. Intensité pour les différentes fréquences.

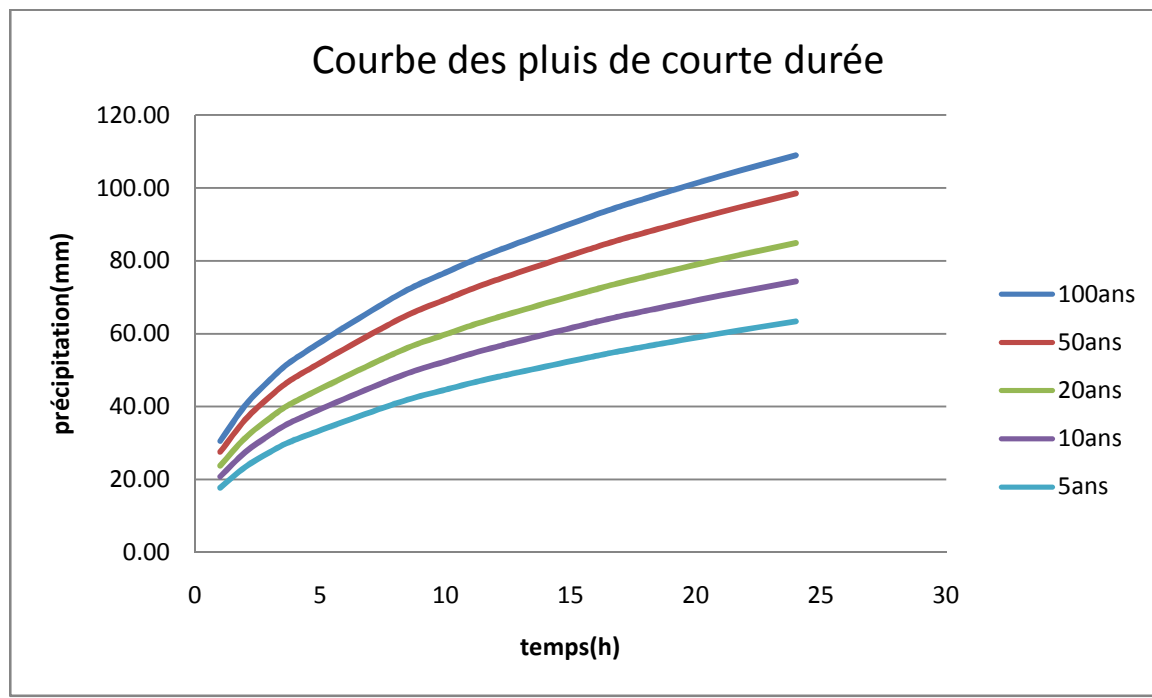


Figure III.9 : Courbe des pluies de courte durée

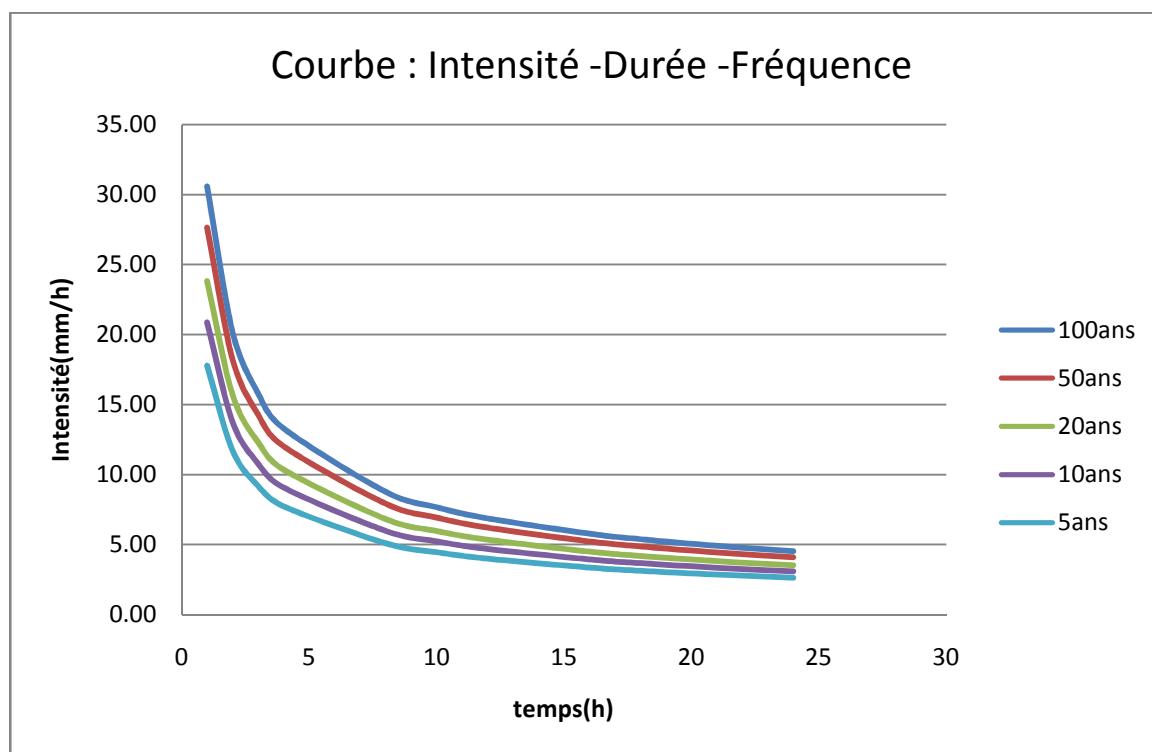


Figure III.10 : Courbe(Intensité-Durée-Fréquence)

III.3 Etudes des apports :

III.3.1. Estimation de l'apport moyen annuel (A_0) :

A base de la présente de séries hydrométriques au niveau du talweg principal, les apports seront dans le tableau (III.13) :

Tableau III.13: l'Apport moyenne interannuelle.

	Formule	A_0 (M m ³)	$Le=A_0/S$ (mm)
ANRH	$0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot S^{0,842}$	0.67	53.09
MEDINGUER	$S \cdot 1,024 (P_m - 0.26)^2$	1.13	89.5
TURC	$(P_{\text{moy}} - D) \cdot S$	0.74	59.09
SAMIE	$P_0^2 (293 - 2.2 \sqrt{S}) \cdot S$	0.99	78
Maillet – Gauthier	$0.6 P (1 - 10^{0.3P^2}) \cdot S$	0.81	64

On prend la valeur de la formule de **Maillet – Gauthier** car elle est la plus utilisé a cette région et constitué tout les paramètres de bassin donc : $A_0 = 0.81 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement :

Tableau III 14 :Caractéristiques de l'écoulement

Module de l'écoulement	$M_e = A_0/T$	25.68 l/s
Module de l'écoulement relatif	$M_0 = M_e/S$	2.017 l/s/km ²
Lame d'eau écoulée	$L_e = A_0/S$	64 mm
Coefficient de l'écoulement	$C_e = L_e / P_{\text{moy}}$	0.12

III.3.3 Coefficient de variation :

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

Tableau (III.15): récapitulatif des C_v

	La formule	C_v
SOKOLOVSKI	$0.78 - 0.29 \log M_0 - 0.063 \log (S + 1)$	0.76
OURKGUIPROVODKHOZ	$C_v = \frac{0,7}{M_0^{-0,127}}$	0.83
ANTONOV	$0.7 / (S + 1000)^{0.097}$	0.35
Algérienne de N.N PADOUM	$0.93/M_0^{0.23}$	0.79

On prend le coefficient proche de moyenne donc : **C_v=0.79**

III.4. Irrégularité des apports :

III.4.1 Estimation fréquentielle des apports:

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

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

$$A_{\%} = \frac{A_0 \cdot e^{\frac{U \cdot \sqrt{\log(C_v + 1)}}{\sqrt{C_v^2 + 1}}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} \dots\dots\dots (III.5).$$

A% : Apport de fréquence donnée.

u : Variable réduite de Gauss.

A₀ : Apport moyen annuel [Mm³].

C_v : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau III.16

Tableau (III.16): les apports fréquentiels

Période de retour (an)	4 / 5	10	50	100
Fréquence (%)	80	10	2	1
Le variable réduit "u"	-0,841	1,282	2,054	2,327
Apport (Mm ³)	0,352	1,545	1,787	2,048

Tableau (III.17): Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Année
%	7,51	6,89	10,07	17,56	13,59	10	10,88	9,64	7,87	3,33	0,85	1,81	100
A80% Mm ³	0,026	0,024	0,035	0,062	0,048	0,035	0,038	0,034	0,028	0,012	0,003	0,006	0,352

III.5. Etude des crues:

Les dimensions des évacuateurs de crue des barrages, la hauteur des digues de protection contre l'inondation sont essentiellement déterminées par le maximum probable de la crue au quel ses ouvrages devront faire face compte tenu de certaines considérations d'optimum économique. L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter.

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

La formule la plus intéressante est celle de *MALLET-GAUTHIER*, dont le débit a été calculé en fonction de la période considérée, et la pluie moyenne journalière, ainsi les caractéristiques générale du bassin versant.

- **Formule de MALLET-GAUTHIER :**

Ils ont établi une formule exprimant le débit maximum en crue en fonction des précipitations, de la surface du bassin versant et d'un coefficient K caractéristiques géographique et climatique du bassin versant.

$$Q_{\max, p\%} = 2K \cdot \log(1 + AH) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log s} \dots\dots\dots (III.6)$$

K : constante comprise entre 1-3 on prend (1)

\bar{H} : Précipitation moyenne interannuelle en m (0.5557)

S : Surface du bassin versant en Km²

L : Longueur du talweg principale en Km

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

T : Période de retour.

Le Tableau III.18 nous donne les résultats de calcul pour différents périodes de retour.

Tableau III.18: récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.

Période de retour	1000	100	20	10
Qmax (m ³ /s)	50	30	23.3	19

III.5.2. Hydrogramme de crue:

Les Hydrogrammes de crues pour diverses fréquences sont évalués par la méthode de Sokolovsky qui assimile l'hydrogramme à deux équations paraboliques

La montée de la crue : $Q_{\max} = Q_{\max p} \left[\frac{t}{t_m} \right]^n \dots\dots\dots (III.7)$

$$\text{La décrue : } Q_{\max} = Q_{\max p} \left[\frac{t_d - t}{t_d} \right]^m \dots\dots\dots (\text{III.8})$$

Sachant que :

t_m : temps de montée de la crue.

t_d : temps de la décrue

m ,n : puissance des équations m=3, n = 2.

t_m = t_c et t_d = γ . t_c On prend γ = 2 car :
S ≤ 50 Km²

γ
: Coefficient qui dépend du caractéristiques du bassin versant.

Les débits de crues des différentes périodes de retour de chaque bassin versant sont donnés aux tableaux suivants et les Hydrogrammes correspondants.

t_d=t_m = 2.58 h et t_d = 5.16 h

Tableau III.19. Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue

Temps	Q (10 ans)	Q (20 ans)	Q (100 ans)	Q (1000 ans)
0,000	0,000	0,0000	0,0000	0,0000
0,25	0,178	0,219	0,282	0,469
0,50	0,714	0,875	1,127	1,878
0,75	1,606	1,969	2,535	4,225
1,00	2,854	3,500	4,507	7,512
1,25	4,460	5,469	7,042	11,737
1,50	6,422	7,876	10,141	16,901
1,75	8,742	10,720	13,803	23,004
2,00	11,418	14,002	18,028	30,046
2,25	14,450	17,721	22,816	38,027
2,58	19,000	23,300	30,000	50,000
2,75	17,183	21,072	27,131	45,219
3,00	14,728	18,061	23,255	38,758
3,25	12,518	15,351	19,766	32,943
3,50	10,541	12,927	16,644	27,741
3,75	8,785	10,773	13,870	23,117
4,00	7,235	8,872	11,423	19,039
4,25	5,879	7,209	9,282	15,470
4,50	4,704	5,768	7,427	12,378
4,75	3,697	4,533	5,837	9,728
5,00	2,845	3,489	4,492	7,486
5,25	2,135	2,618	3,371	5,618
5,50	1,554	1,906	2,454	4,090
5,75	1,090	1,336	1,721	2,868
6,00	0,729	0,893	1,150	1,917

6,25	0,457	0,561	0,722	1,204
6,50	0,264	0,323	0,416	0,694
6,75	0,134	0,165	0,212	0,353
7,00	0,056	0,069	0,088	0,147
7,25	0,016	0,020	0,026	0,043
7,50	0,002	0,002	0,003	0,005
7,74	0,000	0,000	0,000	0,000

Les Hydrogrammes de crues sont représentés par la Figure_ (III.11)

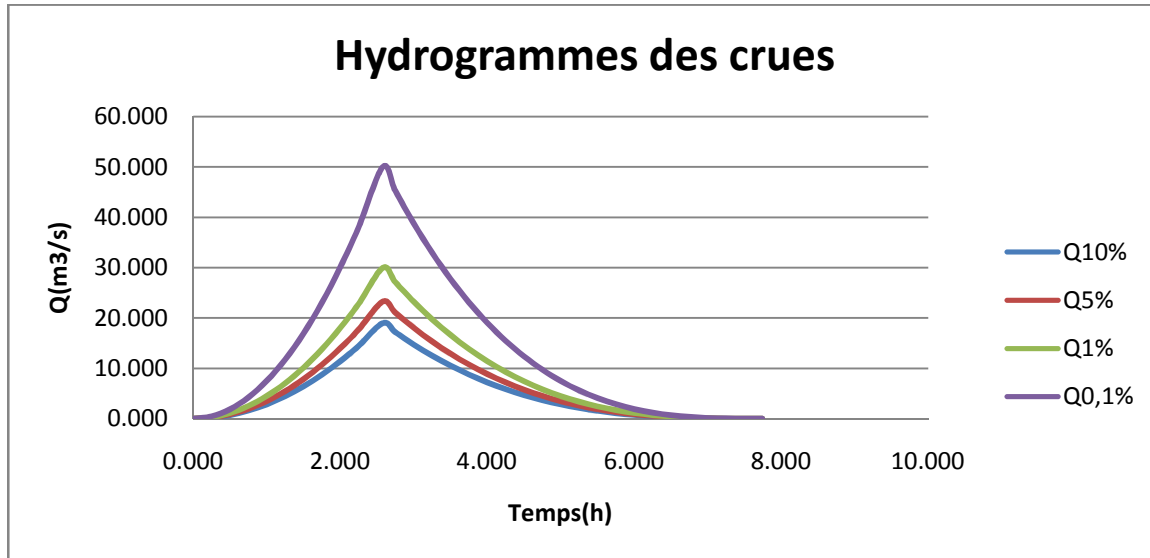


Figure .III.11 : les Hydrogrammes de crue.

III.5.3.Estimation de la crue de projet:

Le choix de crues de projet dépend de degré de risque admis en cas de dépassement celle –ci. IL intervient à la fois sur la sécurité du barrage et sur le dimensionnement des ouvrages d évacuations et de la réserve supplémentaire nécessaire au laminage de la crue de projet.

La tendance actuelle dans de nombreux pays est de distinguer l’aspect sécurité du barrage de celui du dimensionnement des ouvrages d’évacuation. Cette approche conduit en pratique à définir deux crues de projet et les deux capacités correspondantes des ouvrages d’évacuation :

Une **crue de projet** stricto sensu devait être évacuée dans des conditions normales avec une marge de sécurité fournie par la revanche. Cette crue est généralement estimée comme un pourcentage de la PMF ou une crue de probabilité de dépassement donnée.

Si le choix de la crue de projet et le dimensionnement des ouvrages d’évacuation sont théoriquement fixés sur la base de considérations techniques et économiques et sur l’analyse des

dommages qui résulteraient de la rupture du barrage, ils dépendent aussi de la confiance que l'on peut avoir dans les données base, des caractéristiques de l'ouvrage et des contraintes que l'on impose dans les calculs des ouvrages d'évacuation.

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 le risque est faible (degré 01), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

Si le risque est moyen ou modérée (degré 02), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

Si le risque est élevé (degré 03), la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque moyen (degré 02) et on opte pour la crue centennale avec une vérification avec la crue millénaire.

D'où : $Q_{\text{crue projet}} = 30 \text{ m}^3/\text{s}$

Pour la crue des travaux Nous adoptons crue de période de retour ($T = 10$ ans)

$Q_{\text{crue travaux}} = 19 \text{ m}^3/\text{s}$

III.5.4.Aport solide et l'estimation de volume mort:

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

III.5.5 Formules empiriques :

- **Formule de TIXERONT:**

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

$$Ts = \alpha \cdot L_0^{0.15} \dots\dots\dots (III.9)$$

Avec :

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

L_0 : la lame écoulée en (mm).

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha=350$ (faible à moyen)

Soit : $T_s= 653$ (t/Km²/an).

- La formule de Tixeront est utilisée pour l'évaluation du taux de dégradation spécifique

III.5.6.Calcul du volume mort :

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits (B.Touaibia, 2001)

- **Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple) :**

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{T_s.T.S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III.10)$$

T : Durée de vie du barrage (10 ans);

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

S : Surface du bassin versant 12.66 Km²

d'où **$V_m=51667$ m³**Pour 10 ans d'exploitation.

III.6.Régularisation des débits :

La régularisation de l'écoulement fluvial est la répartition de celui-ci dans le temps d'une façon régulière pour compenser les déficits de la demande. On distingue la régularisation annuelle (saisonnière) quand l'écoulement annuel d'une fréquence donnée peut couvrir la demande en eau durant une année et aussi les pertes d'eau du barrage. Si l'écoulement annuel d'une fréquence donnée est inférieure à la somme de la demande exigée et des pertes d'eau, il devient impératif de faire appel à la régularisation interannuelle, c'est à dire pour satisfaire les besoins d'une année quelconque, il faut prendre une partie de l'écoulement des années précédentes déjà stockées dans le volume interannuel.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport ($A_{80\%}$ en M m³).
- La consommation totale (M m³).
- Les infiltrations et l'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue sont illustrées dans les figures (Fig III.12et 13) par la suite.

III.6.1) Courbes caractéristiques de la retenue :

Si on suppose que notre cuvette est compri entre une côte minimale de 349.5m et une côte maximale de 365m.

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

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

S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en 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 suivant donne les coordonnées des courbes Hauteur- Capacité- Surface.

Tableau III.20 : les coordonnées des courbes **hauteur-surface- Capacité**

Cote (m)	Simax (km ²)	Volume cumulé (hm ³)
365	0,08265993	0,399390
364	0,07234768	0,321944
363	0,06194954	0,254862
362	0,05270468	0,197597
361	0,043828	0,149399
360	0,03594452	0,109578
359	0,02708153	0,078169
358	0,0204566	0,054478
357	0,01472597	0,036965
356	0,01160427	0,023830
355	0,00791689	0,014128
354	0,00508481	0,007680
353	0,00282869	0,003778
352	0,00167628	0,001550
351	0,00075598	0,000364
350	0,00006824	0,000014
349,4	0	0,000000

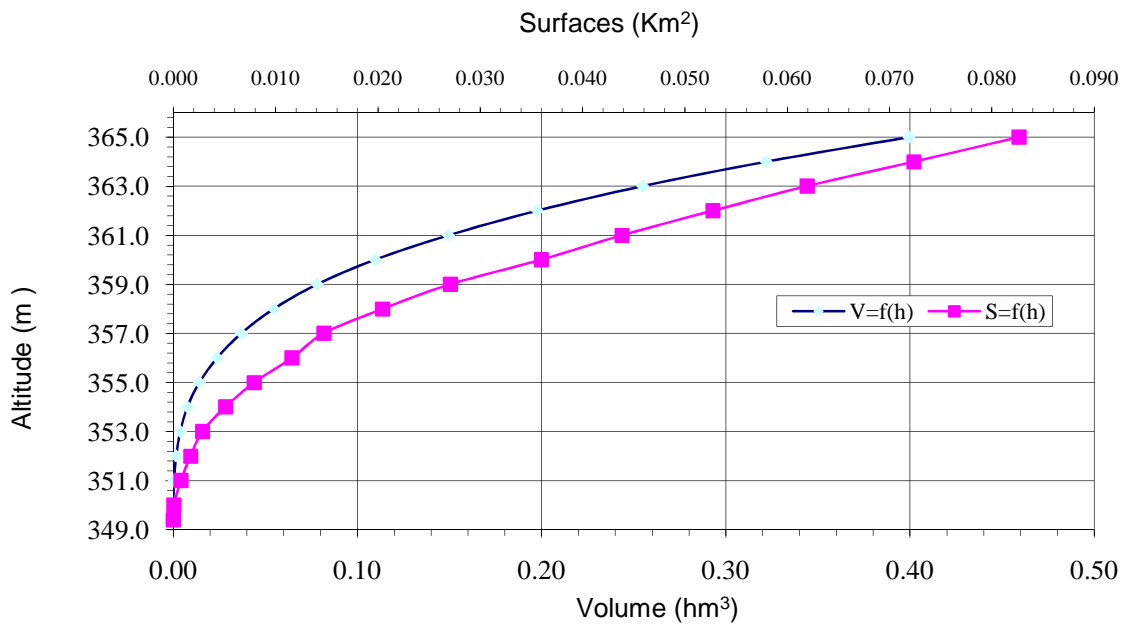


Figure III.12 :courbe capacité -Hauteur et surface -Hauteur.

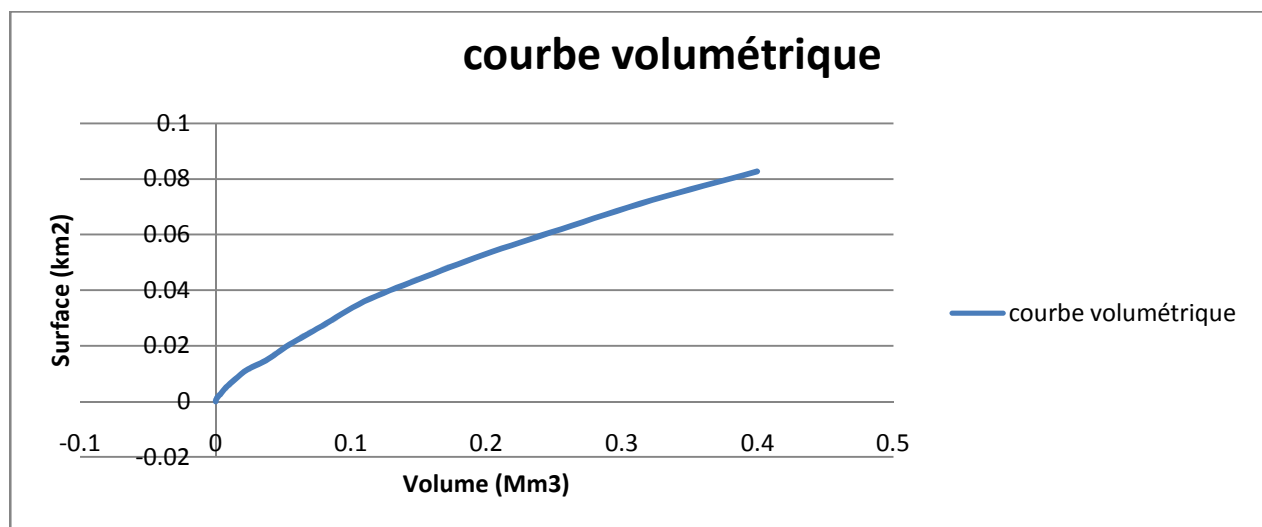


Figure III.13: courbe volumétrique.

II.6.2. Répartition des besoins :

Le but d'utilisation de la retenue collinaire sur Chaabet El Hamma est de satisfaire les besoins agricoles. Dans ce cas, la répartition mensuelle des besoins étant supposée suivre une loi agricole simplifiée utilisée souvent au Nord de l'Algérie.

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation obtenue après de la D.H.W est donnée au tableau (III.21).

Tableau (III.21) Répartition mensuelle des besoins.

Mois	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S	An
<i>Distribution</i> $U_{80\%}(m^3)$	0.015	0	0	0	0	0	0	0,012	0,041	0,053	0,074	0,037	0.223

La régularisation peut être saisonnière ou interannuelle, suivant le bilan apport demandé de l'année, c'est à dire lorsque l'apport annuel est supérieur à la demande, on optera pour une régularisation saisonnière

III.6.3. Calcul du volume utile :

- **Calcul du volume utile sans tenir compte des pertes:**

Dans notre cas, la surface irriguée est de 50 ha, suivant le bilan apport consommation de l'année, on optera pour une régularisation saisonnière puisque l'apport est supérieur à la demande.

Les données de base sont:

- L'apport (W) en m^3 .
- La consommation (U) en m^3 .
- Le volume mort.

D'après la régularisation nous constatons que la retenue fonctionne à un seul temps:

$$V_S = 0.27490 \text{ Mm}^3, V_d = 0.19323 \text{ Mm}^3.$$

Le volume utile est donc: $V_U = V_d = 0.19323 \text{ Mm}^3$.

Le volume au niveau normale de la retenue est: $V_{NNR} = V_M + V_U = 0.244897 \text{ Mm}^3$.

- **Calcul du volume utile en tenant compte des pertes:**

1). Calcul des pertes:

- *Perte par infiltrations:*

Le volume mensuel des pertes par infiltrations est:

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100} \dots\dots\dots(\text{III-11})$$

δ : coefficient dépendant des conditions hydrologiques de la cuvette $\delta = (0.5 \div 1.5)$.

$$V_{\text{moy}} = \frac{V_{ri} + V_{ri+1}}{2} \dots\dots\dots(\text{III-12})$$

• *Pertes par évaporation:*

Le volume mensuel des pertes par évaporation est:

$$V_{\text{evp}} = E_s \cdot S_{\text{moy}} \dots\dots\dots(\text{III-13})$$

E_s : évaporation mensuelle.

D'après la régularisation nous constatons que la retenue fonctionne à un seul temps:

$$V_s = 0.229821 \text{ Mm}^3, V_d = 0.19641 \text{ Mm}^3.$$

Le volume utile est donc: $V_U = V_d = 0.19641 \text{ M m}^3$.

Le volume au niveau normale de la retenue est: $V_{\text{NNR}} = V_M + V_U = 0.255 \text{ Mm}^3$

***Remarque :** tous les tableaux sont réparties dans L'annexe : B

2) Estimation de l'erreur :

$$\text{On a : } \zeta = \frac{V'_u - V_u}{V'_u} \cdot 100 \quad \text{sachant que } 1\% < \zeta < 2\%$$

$$\text{A.N : } \zeta = \frac{0.19641 - 0.19323}{0.19641} \cdot 100 \quad \zeta = 1.62\%$$

Donc on admet le volume utile : $V_u = 0.19641 \text{ Mm}^3$

Le volume normal de la retenue est : $V_{\text{NNR}} = 0.255 \text{ Mm}^3$

La cote au niveau normal de la retenue est $\text{NNR} = 363 \text{ m}$

III.7.Laminage des crues :

Les débits des crues des bassins versants sont en général élevés du fait que les débits spécifiques sont d'autant plus importants que les bassins versants sont plus petits, ceci conduit à un évacuateur de crues surdimensionné et qui coûte cher ; en effet les caractéristiques sont celles qu'engendrent des averses de durée voisines de T_c durent donc peu et les volumes d'eau qu'ils roulent restent faibles et pour peu que la surface du plan d'eau supérieur de la réserve soit grande. La tranche comprise entre le seuil du déversoir et la cote des P.H.E sera faible.

Parmi tous les risques d'accident qui menacent l'existence d'un barrage en terre, la submersion de la digue est la plus grave.

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

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

Cette étude peut se faire par calcul sur ordinateur, ou par des méthodes purement dite hydraulique, basées sur la formule de déversoir telles que ; la méthode de *BLACKMORE*, la méthode *GRAPHIQUE*, la méthode de *KOTCHERINE* et la méthode grapho-analytique de *HILDEN BLAT*.

Et en fin, les dimensions de l'évacuateur de crue, c'est-à-dire sa largeur obtenue par le laminage ainsi que la lame d'eau qui sera déversées doivent être justifiée par une étude d'optimisation ; vue que le coût de l'évacuateur de crue est d'environ la moitié de celui du barrage.

Principe de calcul :

L'étude de laminage repose sur l'équation différentielle suivante :

$$Q(t).dt = q(t).dt + S(t).dH$$

Avec : $Q_c(t)$: débit de crue entrant à l'instant (t) ;

$q(t)$: débit déversé par l'évacuateur de crue (laminé) ;

S : surface de plan d'eau de la cuvette à l'instant (t).

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$(Q-q).dt = S.dH \quad \text{ou} \quad Q-q = S \frac{dH}{dt}$$

Et, $\frac{dH}{dt}$ représente la vitesse de remplissage (ou de montée des eaux) dans la retenue.

A/Méthode de KOTCHERINE :

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

L'hydrogramme de crue est assimilé à un triangle, et l'hydrogramme d'évacuation est assimilé à un triangle.

Les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire ;

Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR ;

Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

A.1- Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q_{\%}} \right) \dots \dots \dots (III.14).$$

Où :

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

V_C : le volume de la crue correspondant au $Q_{\%}$ en m^3 .

$Q_{\%}$: le débit de la crue en m^3/s

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée.

$$q_{lam} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \dots \dots \dots (III.15)$$

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

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

L'estimation de la charge au-dessus du déversoir s'effectue en faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions.

Le débit de crues transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors par la formule :

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots \dots \dots (III.16).$$

Avec : $m=0,49$ coefficient de débit ;

$g = 9,81$ accélération de la pesanteur ;

L : largeur de déversoir ;

H_d : charge sur le déversoir.

Le débit laminé est calculé pour différentes charges ' H_d ' et différentes largeurs du seuil déversant ' b ' de l'évacuateur de crues.

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$\text{Et } S = L \cdot (H + P) \dots\dots\dots (17)$$

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

$$V_{\text{moy}} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \dots\dots\dots (18)$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversante par la même formule qui a dessus et L compris entre 10 et 40 mètres.

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (19)$$

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g} \dots\dots\dots(20)$$

Ou :

H_o : la charge globale.

$\frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g}$: La charge dynamique liée a la vitesse d'écoulement;

P : la hauteur de pelle.

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

Le débit laminé est calcule pour différentes charges " H " et différentes largeurs de l'évacuateur de crues " b ",

Les graphiques de la figure sont accordes a la table de calculs, en faisant varier les variables H et L , Les relations s'ajustent automatiquement.

Les résultats de calcul pour le laminage de la crue de projet par la méthode de KOTCHERINE sont donnés dans les tableaux et les Figures suivantes.

Tableau III.22 : Données initiales

Données initiales	
g	9,81 m ² /s
α	1
Q _{1%}	30 m ³ /s
V _{crue 1%}	0.42Mm ³
m	0,49
P	1,5 m

Tous les calculs et résultats sont illustres ci après :

Tableau N°III.23 : 1 ère étape de calcul.

donnees		largeur	hauteur	debit	surface	vitesse	Wd
g	9,81	6	0,5	4,6042	3	1,5347	35994
α	1	8	0,8	12,424	6,4	1,9413	57673
2*g	19,62	10	1	21,704	10	2,1704	72126
2.g ^{0,5}	4,4294469	14	1,4	50,334	19,6	2,5681	101032
Q _{1%}	30	16	1,6	70,282	25,6	2,7454	115484
W _{1%}	417960	20	2	122,78	40	3,0695	145000
m=	0,49						

Tableau N°III.24 : 2 ème étape de calcul

hauteur	vitesse	hauteur tot	debit m3/s					
m	m/s	m	6	8	10	14	16	20
0,5	1,5347	0,5	4,6042	6,1389	7,674	10,74	12,278	15,347
0,8	1,941	0,992	12,868	17,158	21,447	30,026	34,3151266	42,894
1	2,170	1,240	17,984	23,978	29,973	41,962	47,9568474	59,95
1,4	2,568	1,736	29,79	39,72	49,650	69,511	79,4406299	99,3008
1,6	2,745	1,984	36,397	48,529	60,661	84,926	97,057835	121,322
2	3,069	2,480	50,866	67,821	84,77653	118,69	135,642448	169,553

Tableau N°III.25 : 3 ème étape de calcul

			debit (m3/s)					
h	Vch	q	6	8	10	14	16	20
0,5	35994	27,41645	4,6042	6,1389	7,6736253	10,743	12,2778005	15,3473
0,8	57673	25,86039	12,868	17,158	21,446954	30,026	34,3151266	42,8939
1	72126	24,823	17,984	23,978	29,97303	41,962	47,9568474	59,9461
1,4	101032	22,74821	29,79	39,72	49,650394	69,511	79,4406299	99,3008
1,6	115484	21,71088	36,397	48,529	60,661147	84,926	97,057835	121,322
2	145000	19,59231	50,866	67,821	84,77653	118,69	135,642448	169,553

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $q = f(h)$ comme montre la figure III.22 et III.23.

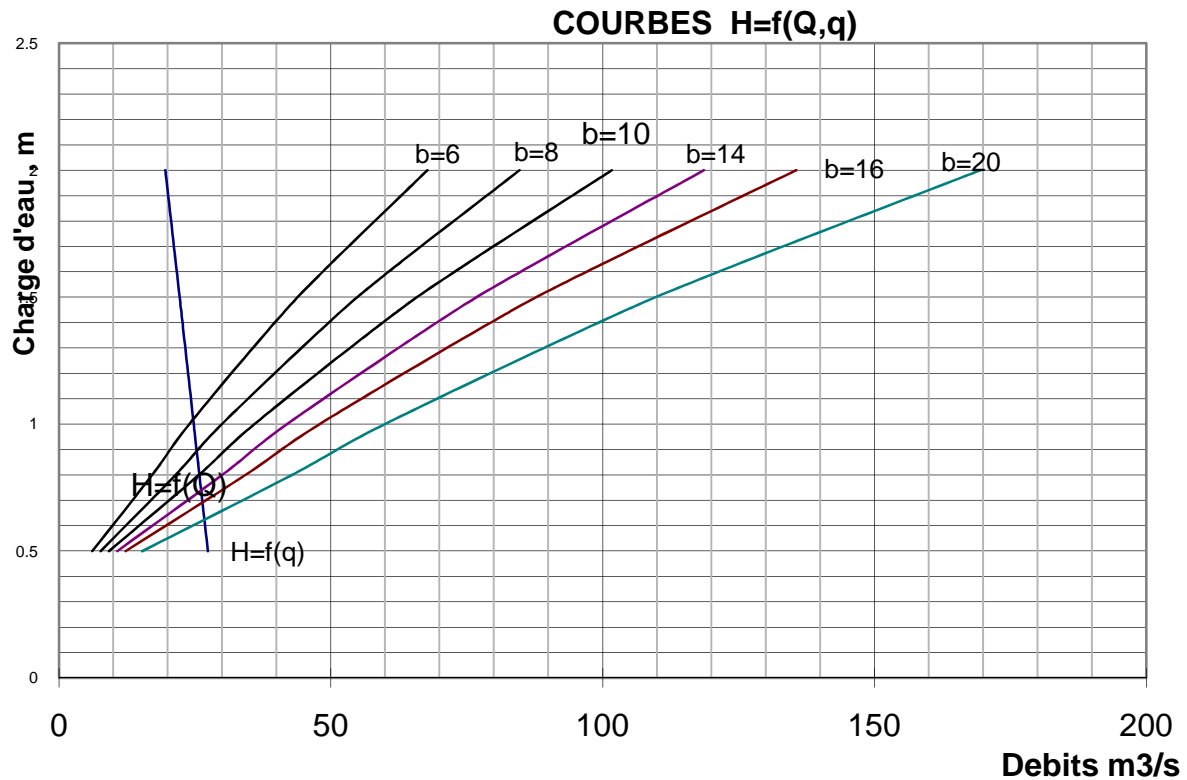


Figure III.14 Courbes $H=f(Q,q)$

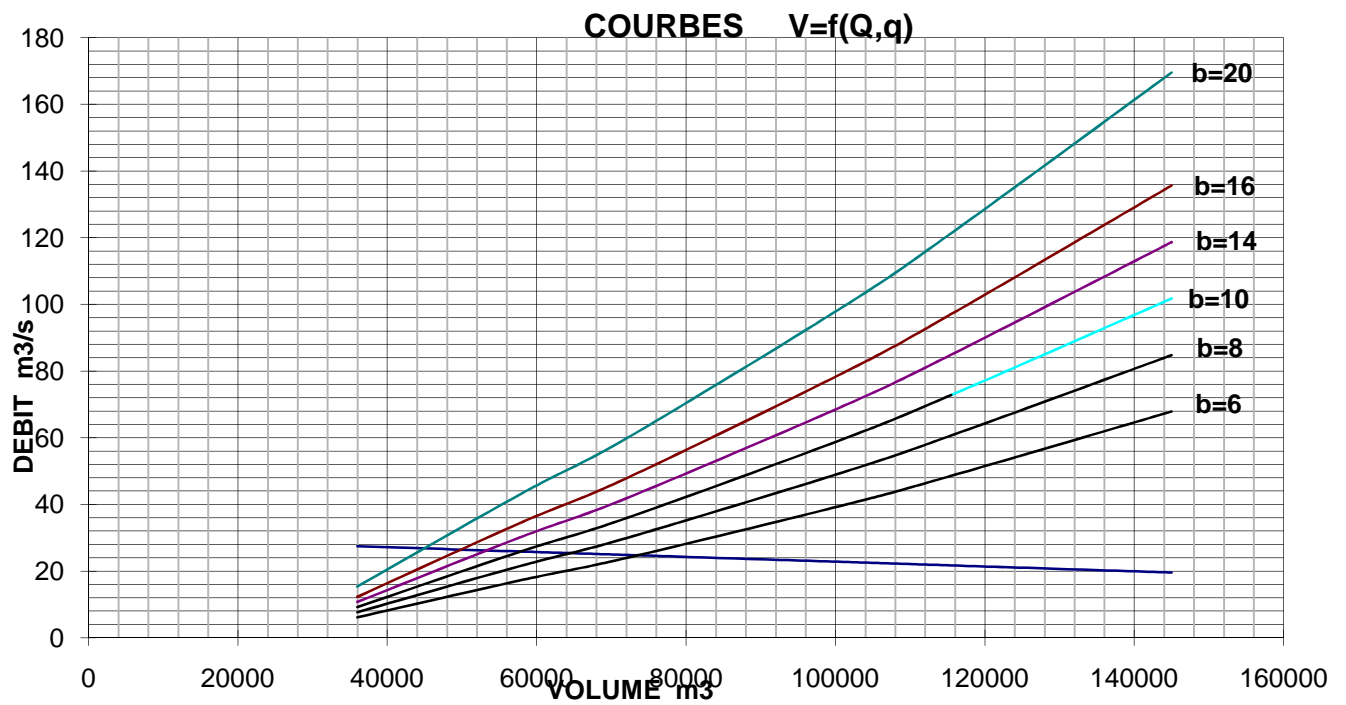


Figure III.15 Courbes $V=f(Q,q)$.

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

Tableau N°III.26 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

b(m)	H (m)	NPHE (m)	q(m³/s)	V_{forcé}(Mm³)
6	1.2	363.5	21.1	0.035
8	1.1	364.21	21.5	0.057
10	1.01	364.01	21.95	0.072
14	0.73	364.4	24.7	0.101
16	0.69	364.6	25	0.115
20	0.62	365	25.5	0.145

III.8 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.

III.8.1. Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche : $R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g}$

Tableau III 27 : Calcul de la revanche

Formule utilisé	formule	PHE 1%	Hauteur des vagues H _v	Revanche (m) R _v
STEVENSON	$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F}$	364	0.77	0.80
MALLET ET PAQUANT	$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F}$	364	0.73	0.93

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 = 0.49 km].

Commentaire :

On remarque que tous les formules pour des mesures de sécurité on prend la formule de Maller et Paquant

on prend la valeur de la revanche : **R = 0.93 m.**

III.8.2.Calcul de tassement :

on prend $T=0.5m$ pour plus de sécurité de notre barrage.

III.8.3.Largeur en crête :

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

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

$$H_b = NN R - C_f + h_{\text{dév}} + R + t. = 363 - 350.43 + 1,5 + 0.93 + 0,50 = 15 \text{ m}$$

Tableau III 28 :calcul largeur en crête

FORMULE UTILISE	formule	LARGEUR EN CRETE DU BARRAGE "m"
<i>Formule de KNEPEN</i>	$b_c = 1.65\sqrt{H}$	6.39
<i>Formule de E.F FREECE</i>	$b_c = 1.1\sqrt{H} + 1$	5.26
<i>Formule ITALIENE</i>	$b_c = 1/3Hb$	5.00
<i>Formule SIMPLIFIE</i>	$bc = 3.6^3\sqrt{H} - 3$	5.87
<i>Formule PRATIQUE</i>	$bc = 5/3\sqrt{H}$	6.45

Suivant les caractéristiques techniques de la Retenue Collinaire, nous avons adopté une largeur = 6,0 m, Pour faciliter une bonne circulation sur la crête de la digue.

III-8.4. Calcul du coût total du barrage:

III.8.4.1.Calcul du coût de la digue : (Annexe B)

Tableau N°III.29 : coût de la digue

Largeur(m)	Volume de la digue(m3)	Coût de la digue(MDA)
6	54015,4522	21,61
8	52932,7799	21,17
10	52109,3	20,84
14	51783,5239	20,71
16	51456,8418	20,58
20	51211,9211	20,48

.A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage , on peut calculer les volumes

de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les

ormules citées précédemment

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètre, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 400 DA

III.8.4.2.Calcul du coût de l'évacuateur de crues :

III.8.4.2.1.Coût du déversoir :

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

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H} \right)^{1,85} \dots\dots\dots(III-21)$$

Ou :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S.L$$

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube du béton à vingt cinq mille dinars Algériens 25000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

Tableau N°III.30 : coût de déversoir.

Largeur déversant	Volume du béton	Coût du déversoir
6	11,38	0,36
8	14,34	0,46
10	17,03	0,54
14	17,81	0,57
16	19,58	0,63
20	20,77	0,66

III.8.4.2.2. Calcul du coût du canal d'approche :

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

La longueur approximative du coursier est 60 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \dots\dots\dots(\text{III-22})$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale respectivement à 0,5 et 0,4 mètre et le coût des terrassements égale à 1000 DA..

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = \left(Q_{e, \text{max}} \right)^{0,4} \dots\dots\dots(\text{III-23})$$

Le volume du déblai est donné par :

$$V_{\text{déblai}} = \sum \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots(\text{III-24})$$

S_i, S_{i+1} : les section des coupes déterminer après la carte topographique.

d : la distance entre deux coupes.

Le Tableau (III.31) nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.

Tableau N°III.31 : coût de canal d'approche.

Largeur déversant (m).	Volume du béton (m3).	Coût du canal d'approche (millions de DA).
6	74,4	2,38
8	87,28	2,79
10	98,24	3,14
14	107,92	3,45
16	114,96	3,68
20	124,88	4,00

Alor le coût total du barrage :

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

Tableau N°III.32: coût Totale du barrage.

b (m)	q.(m³/s)	hd,r(m)	digue	déversoir	canal d'approche	global
6	21.1	1,2	21,61	0,36	2,38	25,96
8	21.5	1,1	21,17	0,46	2,79	25,85
10	21.95	1,01	20,84	0,54	3,14	25,82
14	24.71	0,73	20,71	0,57	3,45	25,98
16	25	0,69	20,58	0,63	3,68	26,05
20	25.5	0,62	20,48	0,66	4,00	26,26

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure (III.16), la largeur déversante donnant le coût minimum est **10 mètre**.

Donc la hauteur du barrage est : $H_b = 15$ mètre

Et le niveau de crête est : $\nabla \text{Crête} = 365.60$ mètre

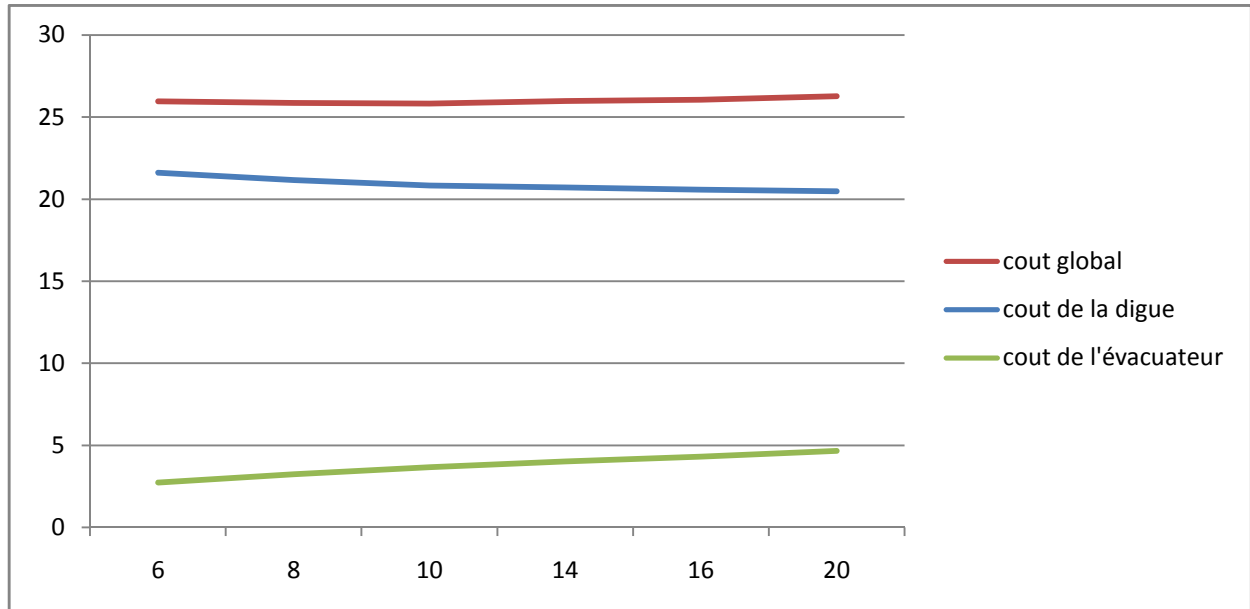


Figure III.16 : Courbe d'optimisation.

Chapitre 04 :

Etude des variantes

IV.1.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 des caractéristiques locales, en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de vallée, des problèmes 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.

IV.2. 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 de l'aménagement

L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible.

IV.3. Le choix du type de barrage : Les principaux paramètres à prendre en considération dans le choix du type de barrage sont :

***La topographie du site:**

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

***La morphologie de la vallée :**

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

***Les conditions géologiques et géotechniques :**

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

***Les matériaux de construction:**

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

***Les conditions socio-économiques :**

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

IV.4. Les variantes à choisir :

Il existe trois schémas principaux de structure de barrage en terre :

IV.4.1 .Barrage en terre Homogène :

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

IV.4.2 Barrage à zones :

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

IV.4.3 Barrage en enrochement avec masque en béton:

Le masque en béton est une paroi étanche plaqué sur le talus amont du barrage.

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

IV.5.pentes des talus :

Les pentes des talus de la retenue collinaire en terre sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ces fondations.

Tableau IV.01 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur de la digue	Type du retenue collinaire	Pente des Talus	
		Amont	Aval
3<H<5	• Homogène à fort	1/2.5	1/2
	• Zoné	1/2	1/2
5<H<10	• Homogene Granolometrique étendue	1/2	1/2
	• Homogene a fort pourcentage d'argile	1/2.5	1/2.5
	• Zoné	1/2	1/2.5
10<H<20	• Homogene Granolometrique étendue	1/2.5	1/2.5
	• Homogene a fort pourcentage d'argile	1/3	1/2.5
	• Zoné	1/2	1/3

Les pentes proposées sont suivants:

- Pente de talus amont : 1/3
- Pente de talus aval : 1/2.5

IV.5.1. Etude comparative :

Une étude de comparaison approximation des différents volumes de chacun des types de barrage choisis paraît nécessaire pour faire le choix du type de retenue.

• Volume de la digue :

On aura à procéder de la manière suivante : On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections à travers le barrage et sur chaque coupe, on détermine l'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i". Le volume total du barrage s'obtient en sommant les volumes partiels des différentes sections de coupe.

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

Où :

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

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

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

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \cdot H_{bi} \quad \dots\dots\dots (IV.01)$$

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

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

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

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

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

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \quad \dots\dots\dots (IV.02)$$

Avec :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \quad \dots\dots\dots (IV.03)$$

d : Distance horizontale séparant deux sections successives Si et Si+1 (m)

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

IV .6.Estimation du coût des variantes :

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau IV.02: les coûts des variantes étudiées.

variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût (DA)	Totale (DA)
homogène	Recharge (argile)	52109,3	300	15632790	19692496
	Enrochement	1046,14	1500	1569210	
	Graviers	1817	1000	1817000	
	Sables	841,87	800	637496	
Zoné	Recharge	40133,9	600	24080340	30327480
	Noyau	13803,9	400	5521560	
	Graviers	403,1	1000	403100	
	Sables	403,1	800	322480	
Masque En béton	Recharge	53091.71	320	15927513	38736263
	Masque(béton)	912.35	25000	22808750	

IV .7. Choix final du type de barrage :

Sur la base des résultats obtenue précédemment, le choix définitif du type de barrage est fixé sur un Barrage **homogène**. Il Possède l'avantage de disponibilité des matériaux. D'autre part, c'est la variante la plus économique.

Chapitre 05 :

Etude de variante choisie

Conception de la digue:

La digue de la retenue collinaire EL BIAR est une digue dite homogène et sera construite uniquement avec des argiles limoneuses.

La composition constructive sera comme suit:

- Fondation ancrée à 4,00 mètres pour éviter le niveau alluvionnaire.
- Filtre verticale (tapis drainant) avec un prisme aval.
- Des recharges argileuses mélangées avec des alluvions.
- Revêtements sur les talus amont et aval de la digue.

Le niveau de la crête a été arrêté à la cote 365.5 m N.G.A

La signification des principaux termes utilisée dans la conception et dans la construction de ces structures hydrauliques est comme suit :

a) Crête: Facilite la circulation sur le barrage une fois terminée, elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le barrage.

b) Clé d'ancrage: elle permet de couper ou de diminuer le flux d'eau à travers la fondation et d'allonger le chemin de filtration.

c) Bermes: elles permettent la réalisation et la réparation des revêtements de talus. En outre, elles donnent la stabilité aux digues et réduisent la vitesse des eaux qui glissent sur les surfaces des talus aval, en contribuant à éviter l'érosion. Ils servent aussi d'appui aux revêtements des talus en amont.

d) Revêtements: Ils protègent les talus contre l'action des vagues (en amont) et de la pluie (en aval).

e) Filtres et drainages: Il s'agit de dispositifs qui contrôlent et évacuent les eaux infiltrées à l'intérieur des barrages.

Recharge: Le massif en amont ou en aval qui donne, en général, la stabilité au barrage.

V.1. Etude de la variante retenue :

V.1.1. Définition de profil général du barrage :

Tableau V.01 : résultat de profil général du barrage

	formule	Resultat final
revanche (MALLET ET PAQUANT)	$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g}$ $H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \quad \text{tq : } F=0.49$ km	0.93
tassement	$T = 0.015 H_b$	0.025 m
Hauteur de barrage	$H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t$	15 m
Largeur en crête	$b_c = 1.65 \sqrt{H}$	6 m
longueur en crête	d'après plan topographique	138.16 m

V-1.2. 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, et ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues ainsi que la vidange rapide.

le talus aval :

On doit concevoir le revêtement pour éviter le possible érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau.

Pour sa protection, l'utilisation d'une (pierres) avec des épaisseurs entre 0.20 et 0,3 m est très commune.

La rigole sur berme aval a pour but de véhiculer les eaux de précipitation vers la rigole de pied de la digue pour finir dans le lit de l'oued.

la projection d'une rigole après le dispositif de drainage a pour fonction de véhiculer les eaux d'infiltration et les eaux superficielles vers le lit de l'oued.

Talus en amont:

L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'à une profondeur minimale, Pour cela, on utilise communément un enrochement sur la couche de filtre dont l'épaisseur peut être calculée par les méthodes c'est après.

V-1.2.1. Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement :

Pour déterminer l'épaisseur de cette couche, on utilise plusieurs méthodes.

*** La méthode de « T. V.A. » (Tennessee-Valley- Authority)**

Où : $e = C \cdot V^2$

e : Epaisseur de l'enrochement en [m];

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s](3.04 m/s);

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'enrochement. ($\gamma_P=2.5 \text{ g/cm}^2$)

La valeur de C est donnée par le tableau suivant.

Tableau V.02 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.

PENTE DU TALUS	VALEUR DE ' C ' POUR DIFFERENTS POIDS		
	$\theta = 2,50$	$\theta = 2,65$	$\theta = 2,80$
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
1/1	0,047	0,041	0,038

Par interpolation linéaire : $C = 0.025$

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e=0,23\text{m}$, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à $0,30\text{m}$, donc Pour la raison de la mise en place et pour une bonne protection. La protection du parement amont sera constitué par $0,30\text{m}$ d'enrochement et de $0,20\text{m}$ du filtre (lit de gravier et sable).

V-1.2.2. Diamètre moyen de l'enrochement :

Le diamètre moyen de la pierre réduite en une sphère est déterminé à partir de la formule suivante :

$$D_P = \left[\frac{Q}{0.524 \gamma_p} \right]^{1/3} \dots\dots\dots (V.01)$$

D_P : diamètre moyen de la pierre en m.

γ_p : Poids volumique de la pierre $\gamma_p = 26.5 \text{ KN/m}^3$

Q : poids d'une pierre séparée en KN, calculer par l'expression suivante.

$$Q = \frac{0.025 \cdot \gamma_p \cdot h^2 \cdot \lambda}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_w} - 1 \right)^3 \sqrt{1+m^2}} \dots\dots\dots (V.02)$$

Avec :

m : pente du talus amont ;

λ : Longueur d'onde de la vague en m. ;

h : hauteur des vagues en m ;

γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.

Selon LABZOVSKI

$$h = \beta h_0 \quad \text{ET} \quad \lambda = \alpha \lambda_0$$

α, β : Coefficients qui sont déterminés graphiquement (voir annexe)

λ_0, h_0 : Respectivement la hauteur et la longueur calculer en eau profonde

Tableau V.03: résultats de calcul.

Formules	Valeurs
$\varepsilon = \frac{1}{9 + 19e^{\frac{-14}{V}}}$	0,108
$K = 1 + e^{0.40 \cdot \frac{F}{V}}$	2,06
$\lambda_0 = 0,073 \cdot K \cdot V \cdot \sqrt{\frac{F}{\varepsilon}}$	0.97
$h_0 = 0,073 \cdot K \cdot V \cdot \sqrt{F \cdot \varepsilon}$	0,105
h_0 / λ_0	0,107
$\alpha = f(h_0 / \lambda_0)$	0,42
$\beta = f(h_0 / \lambda_0)$	0,53
$h = \beta \cdot h_0$	0,055
$\lambda = \alpha \cdot \lambda_0$	0,407

Ainsi :
$$Q_p = \frac{0,025 \cdot 26.5 \cdot 0,055^2 \cdot 0,407}{\left(\frac{26.5}{10} - 1 \right)^3 \sqrt{1+3^2}} = 0,0163 \text{ KN}$$

Donc : **Dp = 0.23cm**

V.1.3. Les bermes :

Sur le talus amont on peut prévoir une berme pour permettre d'effectuer des contrôles sur la digue et de procéder à d'éventuelles réparations sur le talus et d'augmenter la stabilité du parement, aussi pour protéger le talus aval contre l'érosion due au ruissellement des eaux pluviales et du fond de la neige.

Les bermes sont exécutées pour des hauteurs de (10÷15) m, leur largeurs varient de (2 ÷ 3) m, avec des pentes de l'ordre de (3%).

La cote du berme amont est: $CB_{am} = 355m$.

La largeur de berme amont sont de 2m.

Le prisme aval doit avoir une pente de 1% dans le sens du talus amont dont il est conçu un collecteur des eaux de ruissellements.

V.1.4. Protection de la crête :

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, méthodiquement compactés.

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

V.1.5. Drainages :

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

Les conditions des drainages:

Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.

Ne pas permettre l'effet de renard; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes.

On doit contrôler son fonctionnement.

A/ Prisme de drainage :

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued. Sa hauteur minimale est fonction du niveau d'eau dans le talus en

aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur. On peut calculer sa hauteur selon $0.2 H$ où H est l'hauteur du barrage.

A / Dimensionnement de prisme de drainage.

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued. (Voir coupe type de la digue).

1) Fruits des talus :

$$m_1 = (1 \div 1,75) \text{ on prend } m_1=1,5$$

$$m_2 = (1,5 \div 2, 5) \text{ on prend } m_2=2,5$$

2) la hauteur du drain :

$$h_{dr}=(0,15 \div 0,2)H_{bcr} \dots\dots\dots(V.03)$$

$$h_{dr}=0,2. 15= 3m$$

3) la largeur en sommet :

Elle est donnée par :

$$b_{dr}=(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4})h_{dr} \dots\dots\dots(V.04)$$

$$b_{dr}=\frac{1}{3} 3=1m$$

4) largeur en base du drain :

Elle est exprimée par :

$$B=b_{dr}+ (m_1+m_2) h_{dr} \dots\dots\dots (V.05)$$

$$B=1+ (1,5+2,5).3 = 13m$$

Cote de prisme de drainage est **357 mNGA.**

B/ Dimensionnement de tapis de drainage.

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue, La sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur, pour son dimensionnement il est recommandé d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 1 m$; par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre.

Un tapis filtrant horizontal est proposé, il sera disposé sur le tiers aval du sol de fondation, Les éléments les plus fins constituant la première couche horizontale de ce filtre, cependant la granulométrie des couches disposées augmente progressivement.

*** Longueur de tapis :**

La longueur est déterminée par les formules suivantes : La largeur du drain est déterminée par la formule suivante : Il s'agit de déterminer la longueur du drain tapis suivant la relation

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (V.06)$$

Ld : Longueur du drain tapis en mètres ;

Lb : Longueur transversale du barrage en mètres.

AN :

$$L_d = \frac{98}{3} = 32,66 \text{ m}$$

V.2. la Clé d'étanchéité :

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméables.

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui de la digue. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 2m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.30m. La largeur en base est de 4m, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : m=1,0.

V.3. Etude des infiltrations :

Généralités :

Aussi faible que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours infiltrations d'eau du fait qu'on crée une charge hydraulique derrière la digue.

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations doivent être considérées sous deux aspects différents, d'une part elles réduisent le volume emmagasiné, d'autre part elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage sous l'influence des renards qui est un processus d'érosion régressive souterraine et l'eau s'infiltrant sous une certaine pression permet l'apparition de cheminements à travers la digue ou la fondation avec entraînement des particules fines et des pressions de filtration.

Les infiltrations doivent permettre de déterminer les éléments suivants :

La ligne de saturation du massif du barrage ; le débit de fuite ; la pression de l'eau interstitielle dans le massif. La zone submergée du corps de la digue

Hypothèse de calcul :

La digue est isotrope du point de vue hydraulique (coefficient de perméabilité est le même dans toutes les directions).

V.3.1. Ligne de saturation :

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi « ligne phréatique ».

Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny et qui nous permet de délimiter la partie sèche où humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ; la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse.

Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2.Y_0} \dots\dots\dots (V.07)$$

En se reportant à la figure on a :

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (V.08)$$

$$\text{Et } a = \frac{Y_0}{2} \text{ d'où } Y = \sqrt{2XY_0 + Y_0^2} \dots\dots\dots (V.09)$$

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale. Et pour la hauteur des plus hautes eaux qui est un cas exceptionnel et de durée relativement courte.

$$h = H_e$$

d : étant la largeur en base diminuée de 0.7.b

$$b = m_1.h \text{ donc : } b = 35.41 \text{ m}$$

d=20.62m est déterminée graphiquement

$$y_0 = 0.86 \text{ m}$$

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

$$\boxed{y^2 = 1.72 x + 0.74.}$$

La parabole coupe le plan d'eau en un point A.

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 parement amont en B et tangente à la parabole.

En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point D sensiblement situé à une distance de a_0 :

$$a_0 = \frac{Y_0}{2} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{d^2 + H^2} - d \right) \quad \text{AN :} \quad a_0 = 0.43m$$

Tableau V.04 : coordonnées du parabole de Kozeny.

X(m)	-0.43	0	1	3	5	7	9	11	13	15	17	19	20.62
Y(m)	0.00	0.86	0.9	1.48	5	3.56	2.52	4.42	4.79	5.14	5.46	5.76	6

V.3.2. Calcul du débit de fuite par infiltration :

a) digue :

Le débit de fuite à travers le barrage est déterminé par la formule suivante :

$$q_n = K \cdot I \cdot A$$

q_n : débit d'infiltration ($m^3/s/ml$).

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité.

A : section d'infiltration par unité de longueur. Le gradient hydraulique est déterminé par :

$$I = \frac{dy}{dx} \quad \text{et :} \quad A = y \cdot I$$

$$\text{Donc : } q_n = K y \frac{dy}{dx} \quad \text{Avec : } y \frac{dy}{dx} = y_0$$

$$\text{D'où : } q_n = K y_0 \quad m^3/s/ml.$$

Sachant que :

$$K = 10^{-8} \text{ m/s}$$

$$q = 0.86 \cdot 10^{-8} \text{ l/s/ml}$$

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q \cdot L = 27.98 \cdot 10^{-8} \text{ l/s}$$

Cette valeur de débit de fuite est sensiblement négligeable par rapport au volume d'eau stocké.

b) la fondation :

Si B est l'épaisseur à la base de la zone imperméable du barrage et h la profondeur de la couche perméable de la fondation, le débit de fuite par mètre linéaire de barrage est donnée par l'expression suivante :

$$q_f = \frac{K \cdot H}{0,88 + \frac{B}{h}}$$

q_f : Débit de fuite à travers la fondation en [m²/s] ;

K : Coefficient de perméabilité moyen de la fondation en [m/s] ;

H : Charge hydraulique en [m].

Précisons que cette formule n'est utilisable uniquement que si $B > 2h$, dans notre cas

$B=97.59\text{m}$ et $h=2\text{m}$.

On voit bien que $B > 2h$ donc on peut aisément utiliser la formule.

AN:

$$q_f = \frac{10^{-8} \cdot 15}{0,88 + \frac{97.59}{2}} = 3.02 \cdot 10^{-9} \text{ l/s/m.l}$$

Le débit total de fuite à travers toute la fondation est de :

$$Q_f = q_f \cdot L_{cr} = 3.02 \cdot 10^{-9} \cdot 97.59 = 2.95 \cdot 10^{-7} \text{ l/s}$$

Le débit total de fuite est de :

$$Q_{tf} = Q_{bar} + Q_f$$

AN:

$$Q_{tot} = 8.45 \cdot 10^{-6} + 10.49 \cdot 10^{-6} = 5.74 \cdot 10^{-7} \text{ l/s}$$

V.10.3.Calcul des filtres (annexes A):

1. Règles des filtres :

En tenant compte des critères TERZAGUI et des règles suivantes $12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40$ et

$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$, on calcule les filtres.

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard.

Condition1 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \quad \text{D'où}$$

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10}$;

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$;

$n_o = 0,4$ pour les sols caillouteux ;

$n_o = 0,45$ pour les sols argileux. ;

Condition 2 :

Vérification des suffisances de perméabilité:

$$K_F = (2 + \sqrt[6]{\eta} \cdot K) \quad (\text{m/s}) \text{ d'où :}$$

K : Coefficient d'infiltration du sol protégé (m/s) ;

K_F : Coefficient de perméabilité du filtre (m/s).

Et comme nous n'avons pas des matériaux pour confectionner les filtres on doit calculer les dimensions ou bien les fuseaux granulométriques des matériaux à mettre en place on doit déterminer la courbe granulométrique des filtres.

2. Détermination de la courbe granulométrique des filtres :

$$\text{Selon les critères:} \quad 12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \quad \text{Et} \quad 12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

D_{15} : Diamètre de filtre ;

d_{15} : Diamètre du sol à protéger.

Granulométrie de sol à protéger :

$$d_{15} = 0.0005 \text{ mm ;}$$

$$d_{50} = 0,0051 \text{ mm ;}$$

$$d_{85} = 0,1 \text{ mm ;}$$

La première couche de filtre est entre le corps du barrage et la première couche de drain a les limites suivantes :

$$0,0075 \text{ mm} < D_{15} < 0,026 \text{ mm ;}$$

$$0,07 \text{ mm} < D_{50} < 0,22 \text{ mm ;}$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0.0167 \text{ mm ;}$$

$$D_{50} = 0.165 \text{ mm.}$$

La deuxième couche des filtres on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche:

$$0.21 \text{ mm} < D_{15} < 0.644 \text{ mm ;}$$

$$2.31 \text{ mm} < D_{50} < 6.22 \text{ mm.}$$

D'où la courbe granulométrique moyenne a les dimensions suivantes

$$D_{50} = 4.237 \text{ mm.}$$

$$d_{15} = 0.427 \text{ mm}$$

3- Vérification de l'absence de RENARD dans le sol des filtres :

Filtre N° 1 :

Pour qu'il n'y ait pas le phénomène du RENARD il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt{\eta}(1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n}.$$

D'après la courbe granulométrique de F₁ :

d₅ = 0,04 mm; d₁₀=0,045 mm;

d₁₇=0,05mm ; d₆₀=0.2mm ;

$\eta = D_{60}/D_{10} = 4.45$ Coefficient d'hétérogénéité ;

n₀ = 0,40 d'où n=0,34

D₅/D₁₇=0,8 > 0,26.

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de phénomène de RENARD dans ce cas.

La condition de TERZAGUI (zone de transition) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,0167}{0,115} = 0,145 < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

Filtre N°2 :

Pour qu'il n'y ait pas le phénomène du RENARD il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt{\eta}(1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n}$$

D'après la courbe granulométrique de F₂ :

d₅ = 1.2 mm; d₁₀=1.25 mm;

d₁₇=1.6mm ; d₆₀=5.5mm ;

D₅/D₁₇=0,75>0,26 : pour n=0,33; $\eta=4.4$

La condition est vérifiée donc le phénomène de RENARD n'existe pas.

La condition de TERZAGUI (zone de transition) : $\frac{D_{15}}{d_{85}} = 0.53 < 4$

La condition est vérifiée.

Conclusion:

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur =20 cm.

La deuxième couche est en gravier d'épaisseur =20cm.

L'enrochement d'épaisseur = 30 cm.

Chapitre 06 :

Etude de stabilité

VI. Calcul de stabilité :

VI.1. Généralités sur l'étude de stabilité des barrages:

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 dont les pentes des talus et des principes de drainage à appliquer. Il est évident qu'un barrage mal dimensionné est instable et porte d'une part préjudice à la sécurité des populations, aux exploitations agricoles et aménagements situés à l'aval et d'autre part entraînera sûrement des travaux d'entretien et de reconstruction dont le coût pourrait influer d'une manière négative sur les économies locales. Schématiquement deux formes d'instabilité mécanique sont à signaler au niveau d'un barrage en remblai à savoir :

Le glissement des talus ;

L'instabilité mécanique en fondation peu probable car le remblai sollicite moins sa fondation.

L'analyse de la stabilité du barrage consistera en la détermination des actions, combinaisons dont on retient les plus défavorables vis-à-vis du mécanisme de rupture envisagé.

Ici nous étudierons la stabilité vis-à-vis du risque de glissement des talus.

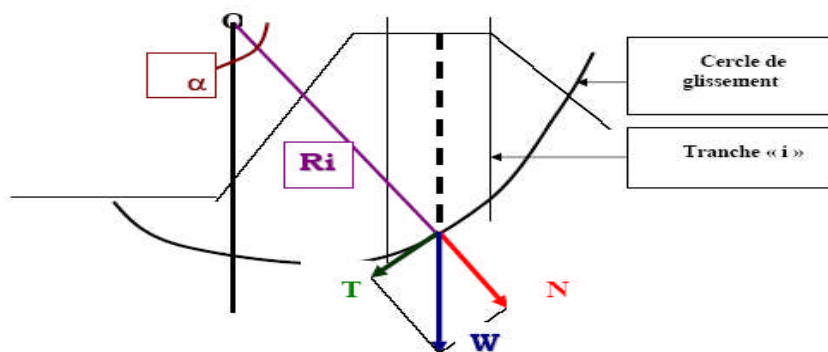


Figure 3 : forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement (O, Ri)

VI.2. Stabilité des talus :

Il existe plusieurs méthodes de calcul de stabilité au glissement, les plus courantes sont les méthodes dites de calcul à la rupture dont la méthode de FELLENIUS, BISHOP, TAYLOR ...etc., Dans les calculs, nous considérerons les cas de sollicitation suivants :

Cas 1 : Retenue au niveau normal ;

-Cas 2 : Vidange rapide.

-Cas 3: de fin de construction. Ces trois cas doivent être analysés pour le suivant :

***État normal en service**, retenue pleine : le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités

***fin de construction** : pas encore d'action de la retenue, mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées ; cas souvent dimensionnant pour le talus aval ;

***Fin de vidange rapide** : après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont ; ce cas est souvent dimensionnant pour le talus amont ;

Les coefficients de sécurité couramment admis en fonction de classe de barrage dans le tableau suivant:

Tableau VI.01: Coefficient de stabilité admissible des talus

Combinaison des charges Et des actions	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
	I	II	III	V
Fondamentales	1.30-1.20	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10-1.05
Singulières	1.10-1.05	1.10-1.05	1.05	1.05

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

- sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,10 - 1,15$

- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05$

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

Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types :

A/ glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

A-1. Glissement en cascade.

A-2 .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.

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

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} »

VI.3.Ordre de calcul (Méthode de FELLENIUS) :

Pour définir la zone des centres de cercle critiques on procède de la manière suivante :

On trace tout d'abord deux droites dont l'une verticale passe par le milieu du talus, l'autre faisant un angle de 85° avec le talus, puis on trace deux arcs à partir du milieu du talus dont les rayons sont déterminés en fonction des pentes d'après le tableau suivant où H indique la hauteur du barrage en mètres.

Tableau VI.02: Détermination des rayons des cercles de glissement

Pentes	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
R_{min}/H	0,75	0,75	1	1,5	2,2	3
R_{max}/H	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5,5

Pour notre cas :

Tableau VI.03: Résultat de cas étudié.

talus	Pente du talus	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	15	34.5
Aval	2,5	0,875	2,025	13.12	30.37

En suite, nous disposerons les centres de glissement de manière à ce que les courbes de glissement ne dépassent pas les limites des talus, dont la zone limitée par la courbe de glissement sera divisée en tranches de largeur $b=0,1R$ où R est le rayon du cercle.

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

Poids de la tranche « G ».

Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».

Forces de pressions interstitielles.

Forces de Cohésion.

L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

*Composante normale (forces stabilisatrices) :

$$N = G \cos \alpha \quad \dots\dots\dots(VI.01)$$

*Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :

$$T = G \sin \alpha \dots\dots\dots (VI.02)$$

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

Les caractéristiques géotechniques des sols :

Elles sont représentées dans le tableau (VI.04) suivant :

Tableau VI.04: Caractéristique géotechnique

Paramètres	Unité	Corps du barrage
φ	Degré ($^{\circ}$)	30°
C	T/m ²	6.9
γ_{sat}	T/m ³	2.02
γ_d	T/m ³	1.72

VI.4.Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

a. Force de pesanteur :

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

La formule s'écrit : $G_n = b (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2)$.

h_1, h_2 : hauteurs des tranches.

γ_1 : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation. (γ_d : densité sèche).

γ_2 : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation. (γ_{sat} : densité du matériaux de construction à l'état saturé).

b : largeur de la tranche.

Cette force là a deux composantes :

- $N = G \cdot \cos \alpha$: qui est une force normale stabilisatrice.

- $T = G \cdot \sin \alpha$: qui est une force déstabilisatrice tangentielle au cercle de glissement.

Avec : $\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{\text{nombre.total.des.tranches}}$.

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

* Pour le cas d'une vidange rapide on utilise pour le calcul du poids de la tranche la densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$. Sachant que : $\gamma_w = 1 \text{ g/cm}^3$

b. Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot l \dots\dots\dots (VI.03)$$

Avec : C: Cohésion du sol considéré.

c. Forces dues au séisme : Ces forces sont considérées horizontales, appliquées aux centres des tranches et sont dues à l'accélération du mouvement provoqué par le séisme.

$$T = a \cdot G_n \cdot r / R \quad \dots\dots\dots (VI.04)$$

Avec :

a : Coefficient de séisme (a=0,20).

G_n : Poids de la tranche.

VI.5. Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

Les forces stabilisatrices :

Force de frottement :

$$F_1 = N \cdot \tan \varphi \quad \dots\dots\dots (VI.05)$$

Force de cohésion :

$$F_c = c \cdot l \quad \dots\dots\dots (VI.06)$$

Avec : $l = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot B_i}{360}$

R : rayon de la courbe de glissement.

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

Les forces motrices :

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

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

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \quad \dots\dots\dots (VI.07)$$

Remarque que : $\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

VI.6. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

1/- calcul de Ks : (coefficient de sécurité) :

Le coefficient « Ks » est le rapport du moment des forces stabilisatrices sur les moments des forces motrices par rapport au centre de glissement.

a)° - avec effet de séisme :

$$K_{as} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \cdot \tan \varphi + \sum c \cdot l}{\sum G_n \sin \alpha_n + \frac{\sum a \cdot G_n \cdot r}{R}} \quad \dots\dots\dots (VI.08)$$

r : la distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

R : c'est le rayon du cercle de glissement.

b)°- Sans l'effet de déisme :

$$K_{SS} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \tan \varphi_n + \sum C.l}{\sum G_n \sin \alpha_n} \dots\dots\dots (VI.09)$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau (VI -05).

2/ Discussion sur les valeurs du coefficient de sécurité :

Une fois obtenu le coefficient de sécurité pour un talus, il convient de l'interpréter dans le cadre du cas de charge envisagée.

Ainsi, on admet traditionnellement qu'un coefficient supérieur à 1,5 assure une sécurité suffisante au glissement des talus et cela pour les deux cas de charge, mais il arrive qu'on accepte des coefficients plus petits de l'ordre de 1,2 lorsque des conditions de rupture sévères sont prises en compte telles que la vidange, ou le cas de séisme comme le notre.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.05: coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

CAS DE SOLLICITATION		COEFFICIENT DE SECURITE	
		Sans séisme (Kss,adm = 1,15 - 1,1)	Avec séisme (Kas,adm = 1,1 - 1,05)
Fin de construction	Talus aval		
	R1=23.55m	2,908	1,292
	R2=28,54m	1,758	1,067
	R5=36.05m	1,446	1,079
	Talus amont		
	R1=32.9m	2,298	1,202
	R2=33,75m	1,595	1,193
	R3=38.66m	1,846	1,205
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R1=23.55m	1,91	1,059
	R2=28,54m	1,729	1,053
	R5=36.05m	1,801	1,143
Vidange rapide	Talus amont		
	R1=32.9m	3,574	1,556
	R2=33,75m	2,886	1,4
	R3=38.66m	2,82	1,501

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum est supérieur du coefficient admissible ; donc la stabilité du talus est assurée.

Remarque : les calculs sont représenté dans l'annexe : D

Chapitre 07 :

Etude des ouvrages annexes

Introduction :

Pendant d'élaboration d'un projet de la retenue formée par un barrage fixe, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenant à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour le retenue seront.

- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de la dérivation provisoire.

le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre retenue.

VII.1.Ouvrage de Prise d'eau :

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau de la retenue et celui des plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

VII.1.1.Type de prise :

a) Prise d'eau en charge :

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton .Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de command au pied aval de la digue. En outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

b) Prise d'eau flottante :

Dans cette variante , les fonctions de prise et de vidange sont séparés, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle ci et celui du coût important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

c) Tour de prise :

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise- vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

VII.1.2.Choix de la variante :

Vu la destination du retenue (irrigation des parcelles adjacentes), le prélèvement des eaux peut être effectué à un niveau unique, la qualité des eaux n'est pas d'une grande turbidité vu les apports solides faibles. L'ouvrage de prise en conduite permet la prise avec faible perte de charge, et un coût relativement faible par rapport aux deux autres variantes (flottantes, tour de prise), cela rend celle-ci la variante la plus adéquate.

VII.2.Ouvrage de vidange :

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus amont).
- De vider la tranche morte en fin saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue).
- De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

VII.2.1.Conduite de vidange en charge :

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est en fonction du débit à évacuer.

VII.2.2.Conduites à écoulement libre :

Deux types de conduites peuvent être employées pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1--2) m de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

VII.2.3. Choix de la variante :

Pour des raisons pratiques et économiques, il a été préférable d'associer l'ouvrage de vidange à celui de prise d'eau. Le tracé de la vidange de fond empruntera celui de la dérivation provisoire

Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite :

- Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements.

- Prévoir une bonne assise pour la conduite.
- Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction des types des conduites, de leur diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké.

Quelques dispositifs minimums de vidange qu'on doit tenir en compte sont donnés dans le tableau (VII-01).

Tableau n°VII.01 : les paramètres de la conduite en fonction de $H^2\sqrt{V}$

$H^2\sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
≤ 30	P V C ou Acier	(160 – 200) 300 en Acier	Une vanne en aval
30 -- 100	Acier	300 - 400	
100 --300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	Une vanne de garde amont et une vanne aval.
300 – 700		600 – 800	
700 -- 1500		800 - 1200	
≥ 1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne réglable en aval.

H : Hauteur du barrage (m).

V : Volume d'eau stocké (Hm^3)

L'ouvrage de vidange sera constitué de deux vannes, une vanne de garde. (Batardeau) en amont et une autre en aval.

VII.3.Ouvrage d'évacuateur de crues :

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans créer d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

VII.3.1.Critères de choix de l'évacuateur de crue :

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

1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. les difficultés de réalisation.
3. les exigences typographiques du site.
4. les exigences géologiques du site.
5. la facilité d'entretien.
6. la facilité de modification.
7. le coût de l'ouvrage.

VII.3.2. Différents types des évacuateurs de crues.

a) L'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral :

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

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

b) L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal :

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages :

- 1) Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- 2) Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- 1) Le coût peut être élevé.
- 2) La difficulté de modification.

VII.3.3. Choix de la variante :

Différentes solutions ont été envisagées, mais; nous avons retenu l'évacuateur de surface qui présente plus d'avantages surtout sur le plan économique.

Pour des raisons topographiques et géologiques et notamment l'accessibilité sur la crête de la digue, dans notre étude nous optons pour un évacuateur de surface à entonnement frontal sur la rive gauche ceci va diminuer les travaux d'excavation.

Chapitre 08 :

Etude de l'évacuateur de crue

VIII.1. Introduction:

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans créer d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

VIII.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 :

- La sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- Les difficultés de réalisation.
- Les exigences typographiques du site.
- Les exigences géologiques du site.
- La facilité d'entretien.
- La facilité de modification.
- Le coût de l'ouvrage.
- Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories selon les principes type :
 - L'évacuateur à écoulement libre.
 - L'évacuateur par puit noyé.

VIII.1.2) Choix de la variante :

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles pouvant arracher les arbres du site boisé ; la faible charge sur l'entonnement circulaire, et l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive ; tout ces problèmes ramène à rejeter cette Variante .

L'évacuateur de crue latéral s'adapte au site du fait que les excavations seront réduites, mais le problème de saturation pour une crue de débit qui peut dépasser celui de la crue de projet rend celle-ci peu fiable.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal s'adapte aussi au site, puisque la largeur déversante n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation.

Le bon fonctionnement et la sûreté de celui-ci pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante la plus adéquate du côté technique et économique.

L'évacuateur des crues pour la retenue sera donc latéral à entonnement frontal.

VIII.1.3) Évacuateur des crues :

Dans ce type de déversoir le déversement est effectué d'une façon coaxiale à l'axe de l'évacuateur. Ce dernier est composé des parties suivantes :

- *Canal d'entrée
- *Déversoir
- *Chenal d'écoulement.
- *Convergeant
- *Coursier
- *Élément de dissipation
- * Un canal de restitution

A/Caractéristiques de l'évacuateur de crue :

- Déversoir type Creager.
- Niveau normal de la retenue NNR = 363 m NGA.
- Niveau des plus hautes eaux : NPHE = 364.01 m NGA.
- Charge à évacuer : $H = 1.01$ m
- Débit de pointe à évacuer $Q_{\text{évacuer}} = 21.95$ m³/s
- Largeur déversante : $L = 10$ m

VIII.2. Dimensionnement hydraulique :

VIII.2.1. Canal d'amenée :

Le canal d'amenée (canal d'approche) permet de guider l'écoulement de la crue vers le seuil déversant.

Le canal de rapprochement doit conduire l'eau jusqu'au déversoir dans des conditions tranquilles sans turbulence.

Les dimensions du canal (largeur et longueur) seront subordonnées à la longueur, au type, à l'emplacement du déversoir et aux caractéristiques du terrain.

Les vitesses doivent être suffisamment petites, pour que les pertes d'énergie et l'érosion soient minimales.

La vitesse d'approche est donnée par la formule suivante :

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

Q : Débit à évacuer [m³/s].

S_{can} : Section du canal en [m²] et $S_{\text{can}} = H \times b$.

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

P : Hauteur de pelle en [m].

h : Lane déversante en [m].

A.N :
$$V_{ap} = \frac{21.95}{10 \cdot (1,01 + 1,5)} = 0.88 \text{ m/s}$$

$V_{ap} \leq V_{adm}$ tel que V_{adm} compris entre 1,8 et 2,20 m/s donc pas de risque de l'érosion

Hauteur du mur du canal d'approche :

La hauteur de mur est :

$$H_m = h + P + R$$

Avec : $R = 0.93$ m la revanche

On adopte une valeur de :

$$H_m = 3.44 \text{ m.}$$

Longueur du canal d'approche : La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 15 m.

VIII.2.2.Déversoir :

Le déversoir est à seuil profilé (Creager), il est le mieux adapté pour l'écoulement de sorte que la lame d'eau déversante épouse le profil du déversoir.

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation :

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

H : Charge sur le déversoir en [m].

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau ci dessous et le profil du déversoir est représenté ci dessous.

Tableau n° VIII.01 : coordonnées de profil de Greaguer.

coordonnées graphiques	
X	Y
0,00	0,000
0,20	0,026
0,40	0,093
0,60	0,196
0,80	0,334
1,00	0,504
1,40	0,940
1.5	1,067

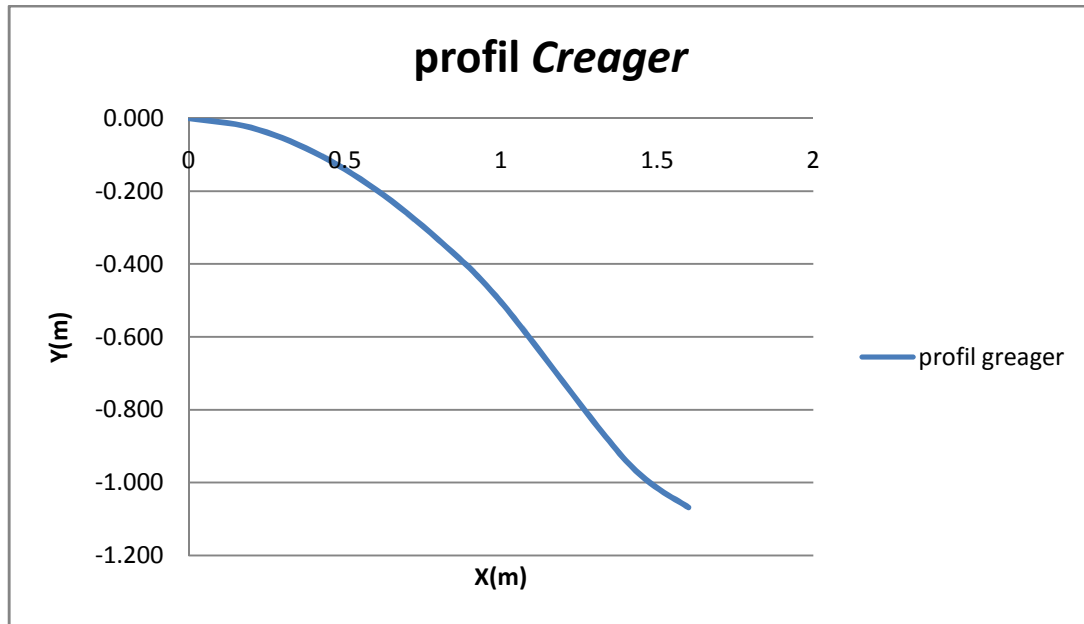


Figure VIII.1 schema du profil du seuil déversant (Creager).

VIII.2.3) Chenal d'écoulement :

La trace du chenal doivent être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieur à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial.

La longueur du chenal est égale à 10 m,

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique " y_c " et la pente critique.

- profondeur critique :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2}$$

Ou :

Q : débit de projet lamine ($Q = 21.95 \text{ m}^3/\text{s}$);

b : la largeur de déversoir.

A.N :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9,81} \cdot \left(\frac{21.95}{10} \right)^2} = 0.79 \text{ m}$$

- pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K_s \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en [m];

I : pente en [m/m];

S : section mouillée;

K_s : coefficient de Manning –Strickler ($K_s = 71.42$)

Pour une section rectangulaire

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + (2 \cdot y_c))^{2/3}}{K_s \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2$$

A.N :

$$I_{cr} = \left[\frac{21.95 \cdot (10 + (2 \cdot 0.79))^{2/3}}{71 \cdot (10 \cdot 0.79)^{5/3}} \right]^2 \cdot 100\% = 0,23\%$$

$I_{cr} = 0.23\% > 0.1\%$, donc la condition est vérifiée.

VIII.2.4) Calcul du convergent :

Le convergent et l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier.

Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2)$$

Ou :

l_1 : est la largeur au plafond du bief amont

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle (*largeur du coursier*).

A.N :

$$L = 2,5 (10 - 4) = 15 \text{ m}$$

VIII.2.5) Le coursier :

Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au chenal d'écoulement, sa fonction est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions de l'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire.

a- Largeur du coursier :

Elle est donnée par :

$$B = Q^{0.4} \text{ (m)}$$

A.N :

$$B = 21.95^{0.4} = 4 \text{ m}$$

b- Longueur du coursier :

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 60 mètres.

c- La profondeur critique :

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1.$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}}$$

B : est la largeur du coursier égale a 4 m.

A.N :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{21.95^2}{9.81 \cdot 4^2}} = 1.44m$$

d- Pente critique :

$$I_{cr} = \left(\frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2$$

S_{cr} : Section critique (m^2).

R_{cr} : Rayon critique (m).

C_{cr} : Coefficient de CHEZY

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6}$$

A.N :

$$S_{cr} = B \cdot h_{cr} = 4 \cdot 1.44 = 5.76 m^2$$

$$P_{cr} = B + 2 \cdot h_{cr} = 4 + 2.88 = 6.88 m$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = \frac{5.76}{6.88} = 0.83m \quad , \text{ Alor : } C_{cr} = \frac{1}{0.014} 0.83^{1/6} = 69.34$$

$$\text{Donc : } I_{cr} = \left(\frac{21.95}{69.34 \cdot 5.76 \cdot 0.83^{1/2}} \right)^2 \cdot 100\% = 0,36\% \quad , \quad (I_{coursier} \leq I_{cr})$$

e- Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :

Le calcul de la ligne d'eau est effectué par moyen informatique ; avec logiciel **CANALP**.

Tableau n° VIII.02: Calcul de la ligne d'eau

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Y _N	Y _C	Régime	L _{bief} (m)
21.95	71.42	0.168	0.393	1.453	NT	60

Section	Abscisse	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)	J (m/m)
Amont	0	10	1.453	1.00307	2.180	3.539
1	10	10	0.713	2.91681	3.732	27.37
2	20	10	0.583	3.93522	5.099	50.158
3	30	10	0.523	4.63276	6.134	69.816
4	40	10	0.483	5.21920	7.062	89.101
5	50	10	0.453	5.74654	7.932	108.561
aval	60	10	0.442	6.149	8.619	124.824

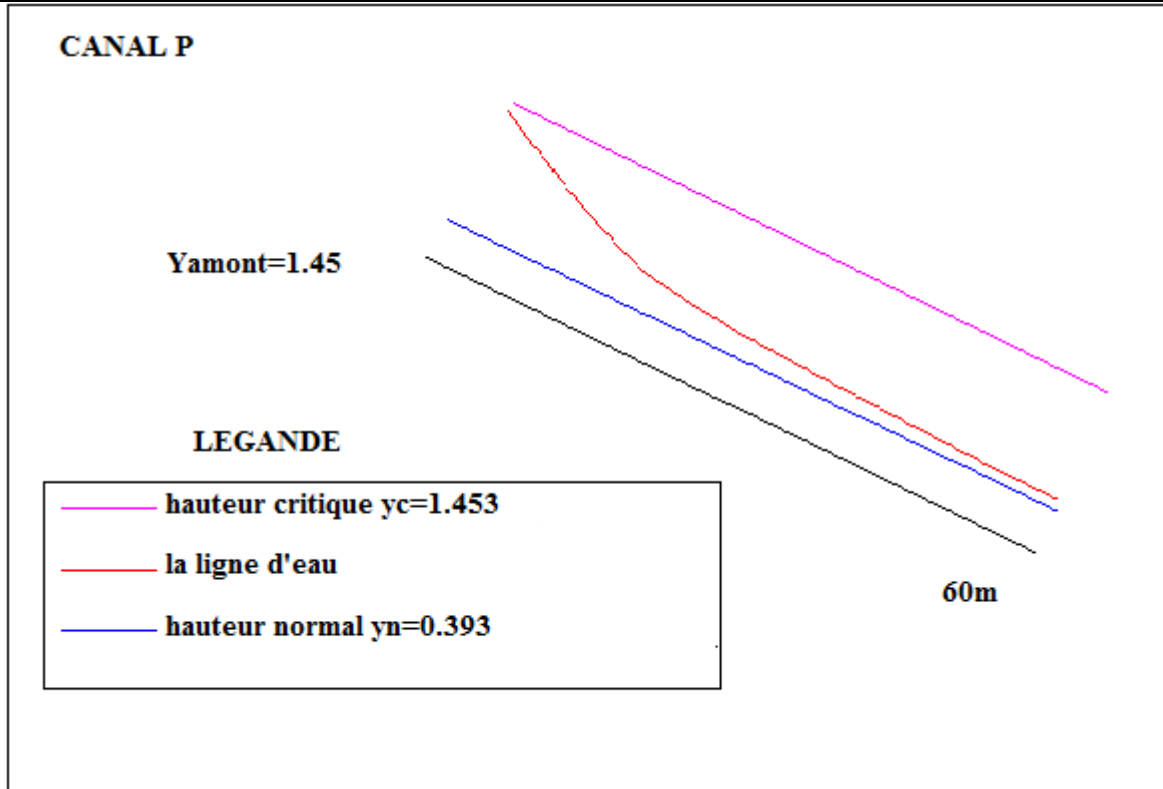


Figure VIII.2.schema de la ligne d'eau.

On a :
$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g h_c}}$$

Où :

Fr : nombre de Froude;

V : Vitesse de sortie du coursier tel que $V = \frac{Q}{S}$.

AN :

$$V = \frac{21.95}{4 \cdot 0.442} = 12.80 \text{ m/s}$$

Donc :

$$Fr = \frac{12.80}{\sqrt{9.81 \cdot 0.442}} = 6.149$$

VIII.2.6) Dissipateur d'énergie :

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

$1,0 \leq Fr \leq 1,7$ 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).

Froude est supérieure à 4.5, cela veut dire que le ressaut va se produire nettement. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée ne dépasse pas 15 m/s, alors ai appeler à utiliser le bassin de type II.

Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes.

A/Dimensionnement du bassin :

De l'abaque de l'Annexe (E) On a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 8.21 \quad \text{Et on a aussi} \quad Y_1 = 0.442$$

Donc :

$$Y_2 = 8.21 * 0.442 = 3.63\text{m}$$

Largeur du bassin :

De l'abaque de l'Annexe E:

$$\frac{L_{\text{bas}}}{Y_2} = 2.5$$

Donc :

$$L_{\text{bas}} = 2.5 \times 3.63 = 9.075 \text{ m.}$$

On prend

$$L_{\text{bas}} = 9 \text{ m}$$

B / Dimensionnement des blocs de chute :

$$h_1 = y_1 = e_1 = 0,442 \text{ m}$$

h_1 : Hauteur des blocs de chute à l'entrée.

e_1 : L'espacement entre les blocs de chute.

D'après l'abaque:

$$\frac{h_2}{y_1} = 1,70 \Rightarrow h_2 = 0.75\text{m}$$
$$\frac{h_4}{y_1} = 1,40 \Rightarrow h_4 = 0.62\text{m}$$

h_2 : hauteur du bloc chicane.

h_1 :hauteur du seuil terminal.

** Dimensionnement des blocs chicane:*

$$l = 0,2 h_2 = 0,15\text{m.}$$

$$L = 0,75 h_2 = 0,562\text{m.}$$

l : largeur du seuil.

L : espacement entre les blocs.

$$a = 0,8.y_2 = 2.92\text{m.}$$

a : distance entre les blocs de chutes et les blocs chicanes.

VIII.2.7- Canal de restitution :

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

La hauteur critique :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K.$$

$$\text{Avec: } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad \text{et: } \sigma = \frac{K \cdot m}{b} \quad [m = 1].$$

$$\text{Donc: } K = \sqrt[3]{\frac{21.95^2}{9.81 \cdot 4^2}} = 1.45 \quad \text{et} \quad \sigma = \frac{1.45 \cdot 1}{4} = 0.36$$

D'où :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0.36}{3} + 0.015 \cdot 0.36^2 \right) \cdot 1.45 = 1.27 \text{ m}$$

Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}}.$$

$$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr} \quad \text{donc: } S_{cr} = 6.70 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2} \quad \text{Donc: } P_{cr} = 5.6 \text{ m}$$

$$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr} \quad \text{donc: } R_{cr} = 1.12 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} \quad \text{Donc: } C_{cr} = 72.85$$

$$I_{cr} = \frac{21.95^2}{6.7^2 \cdot 72.85^2 \cdot 1.12} \cdot 100\% = 0.18\%$$

La profondeur normale :

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le « CANALP » et on a :

$$h_n = 0.455 \text{ m}$$

La vitesse de l'écoulement :

$$V = Q/S = C\sqrt{RI}$$

A.N:

$$V = 72.85 \cdot \sqrt{1.12 \cdot 0.0018} = 3.27 \text{ m/s}$$

$V \geq V_{adm}$ (1,8 à 2,2) m/s ; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

VIII.3. Conception de l'évacuateur de crues :

VIII.3.1. Hauteur des murs bajoyers :

Après le dimensionnement hydraulique des éléments de l'évacuateur de crues, et le calcul de la ligne d'eau ; on doit vérifier l'apparition des phénomènes hydrauliques pour prévoir la hauteur finale des bajoyers.

- Hauteur des murs au début du coursier :

$$\text{On a: } h_m = h_e + r \quad \text{ET} \quad r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$$

$$V = 21.95 / (4.1.44) = 3.81 \text{ m/s}$$

$$h_m = 1.44 + 0,83 = 2.27 \text{ m}$$

3-Hauteur des murs a la fin du coursier :

$$V = 12.44 \text{ m/s} \quad \text{et} \quad r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$$

$$h_m = 0.44 + 0,93 = 1.37 \text{ m.}$$

4-Hauteur des murs dans le bassin de dissipation :

$$R = 0,61 + 0,14 . V^{1/3}$$

$$V = 21.95 / (4 * 3.63) = 1.51 \text{ m/s}$$

$$h_m = 3.63 + 0.77 = 4.40 \text{ m.}$$

Remarque :

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0.2m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues. Ces murs assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

VIII.3.2.Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :

A/ Vérification de l'apparition des vagues roulantes :

Les vagues roulantes apparaissent si les deux conditions sont vérifiées :

$$b/h < (10 \div 12) \quad \text{et} \quad Fr^2 < 40.$$

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier.

Donc :

$$\frac{b}{h} = 2.8 < (10 \div 12) \quad \text{Et} \quad Fr^2 = 37.81 < 40$$

Les vagues roulantes n'apparaissent pas sur tout le long du coursier.

VIII.4. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :

VIII.4.1) Calcul du débit de vidange :

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période. Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r$$

V_u : volume utile en $[m^3]$.

T : temps de vidange ($15 < T < 21$) jours.

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

A.N :

$$Q_{vf} = \frac{0.203 \cdot 10^6}{8 \cdot 86400} + \frac{0.81 \cdot 10^6}{31,53 \cdot 10^6} = 0.320 \text{ m}^3/\text{s}$$

VIII.4.2) Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et sa diamètre :

On a :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

D'ou :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}}$$

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m^3/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en $[m]$.

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0,8 - 0,85]$.

A.N :

$$S = \frac{0,320}{0,8 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot 15.5}} = 0,023 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,023}{3.14}} = 0.171 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : **$D_{vf} = 200 \text{ mm}$**

***Correction du coefficient de débit μ :**

On a :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i}}$$

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

* Coefficients des pertes de charge linéaires:

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad \text{Avec :} \quad \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

λ : Coefficient de perte de charge.

n : Coefficient de rugosité [$n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$].

D : Diamètre de la conduite [$D = 200 \text{ mm}$].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 98\text{m}$).

A.N :

$$\lambda = 0.041 \quad , \quad \sum \xi_1 = 20.58 \text{ m}$$

* Coefficient des pertes de charge singulières:

On a :

$$\xi_{entrée} = 0,5 \quad \xi_{sortie} = 1 \quad \xi_{vannes} = (0,1 + 0,1) = 0,2$$

Donc :

$$\sum \xi_s = 1,7 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (19.8 + 1,7)}} = 0,21$$

Et :

$$S = \frac{0,320}{0,21 \cdot \sqrt{2.9,81 \cdot 15.5}} = 0,087 \text{ m}^2$$

D'ou :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,087}{3.14}} = 0,333 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : **$D_{vf} = 350 \text{ mm}$**

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_s = \frac{Q_{vf}}{S_{con}}$$

$$\text{AN : } V_s = \frac{0.320}{0,023} = 13.91 \text{ m/s}$$

VIII.5) Dimensionnement de la prise d'eau :

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le Tableau III.21 (partie hydrologique), le volume maximum demandé est celui du mois de Août .

$$V_{\max} = 0,074 \text{Mm}^3. \text{ Donc } Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{0,074 \cdot 10^6}{31 \cdot 86400} = 0,027 \text{ m}^3/\text{s},$$

T : Temps de prise (T = 30 jours).

$$Q_{\max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

μ : coefficient de débit : $\mu = 0.3$

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval.

A.N :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,041}{3.14}} = 0,187 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$\mathbf{D = 200 \text{ mm}}$$

*Correction du coefficient de débit μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_l}}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc :

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D}$$

AN :

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{0,041 \cdot 98}{0,250} = 18.48 \text{ m}$$

Donc :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 18.48}} = 0,22$$

$$S = \frac{0,027}{0,21 \cdot \sqrt{2.9,81 \cdot 4,56}} = 0,0136 \text{ m}^2 \quad D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0136}{3.14}} = 0,131 \text{ m}$$

Donc : D = 150 mm

* Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau :

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{S} = \frac{0,027}{0,0136} = 1.98\text{m/s}$$

VIII .6.Volume des travaux: Les volumes totaux des différents matériaux constituant la construction de l'évacuateur des crues et la vidange de fond est illustrée dans l'annexe (E).

Conclusion :

La conduite de prise d'eau a un diamètre de 150 mm.

Le prélèvement des eaux se fait à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort. Les organes de commande seront regroupés avec ceux de la vidange (350 mm) au pied aval de la digue.

Chapitre 09 :

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 adopte une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient ;

IX.1. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les 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 :

IX.1.1. Installations destinées au personnel :

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

IX.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).

IX.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.

IX.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.

IX.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.

IX.2.Le devis estimatif :

Le devis estimatif et quantitatif est représenté dans les tableaux suivants :

Tableau IX -01 : devis estimatif;

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
A	La digue				
1	Décapage	m ³	1426,9305	160	228308,88
2	Remblai	m ³	28966,89	280	8110729,2
3	Sable.	m ³	776,61	400	310644
4	Gravier.	m ³	749	600	449400
5	Enrochement.	m ³	1167,91	600	700746
6	Pierre	m ³	526,07	1200	631284
		m ³	286,7		
7	Bitume.			7000	2006900

B	Evacuateur de crue				
1	Déblai.	m ³	2014,4	400	805760
2	Remblai	m ³	1441,6	280	403648
3	Béton armé.	m ³	402,9	32000	12892800
4	Enrochement.	m ³	7,09	1200	8508
5	Béton propreté	m ³	100,4	6000	602400
C	Vidange de fond				
1	Déblai	m ³	40,85	400	16340
2	Remblai.	m ³	87,8	280	24584
3	Vanne	U	2	50000	100000
4	Béton propreté	m ³	7,89	6000	47340
5	Béton armé.	m ³	23,67	22000	520740
					28860132,1

A partir de ces devis on trouve que le coût total de notre ouvrage est estimé à : **28.86**

MillionDA.

IX.3.Planification :

IX.3.1. Définition :

Elle consiste à chercher constamment la meilleur 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.

IX.3.2. Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

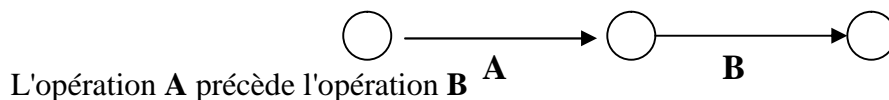
IX.3.2.1. méthodes basées sur le réseau :

IX.3.2.1.1. 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 :

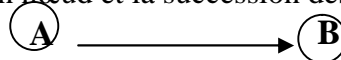
- **Réseau à flèches :**

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



- **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.

IX.3.2.1.2. 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 ;**

IX.3.2.1.3. 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.

IX.3.2.3. les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

IX.3.2.3.1. 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.

IX.3.2.3.2. 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.

IX.3.2.3.3. 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.

IX.3.3. 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 :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

IX.3.3.1. 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

$$\mathbf{C.C \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.P} \end{cases}}$$

IX.3.3.2. 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 :

$$\begin{cases} \mathbf{Q = Quantité\ de\ travail} \\ \mathbf{N = Rendement} \\ \mathbf{n = Nombre\ d'équipes} \end{cases}$$

IX.3.4. les plannings :

Il existe trois types de plan de travail :

IX.3.4.1. 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.

IX.3.4.2. 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).

IX.3.4.3. plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date u plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

IX.4. 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 éscience 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 asservie 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.

IX.4.1.Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau n° IX.02 : symboles des opérations

Travaux	Opérations	Duré (mois)
Phase 01 : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier;	A	1
Phase 02 : décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange ;	B	1
Phase 03 : décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage	C	2
Phase 04 : préparation des zones d'emprunt ;	D	2
Phase 05 : déboisement de la cuvette ;	E	3
Phase 06 : remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	F	1
Phase 07 : approvisionnement du filtre	G	2
Phase 08 : mise en place un système de drainage	H	1
Phase 09 : remblai compacté	I	4
Phase 10 : excavations de l'évacuateur de crues	J	1
Phase 11 : génie civil de l'évacuateur de crues	K	2
Phase 12 : revêtements de talus	L	3
Phase 13 : équipements hydraulique	M	1
Phase 14 : travaux des finitions	N	2

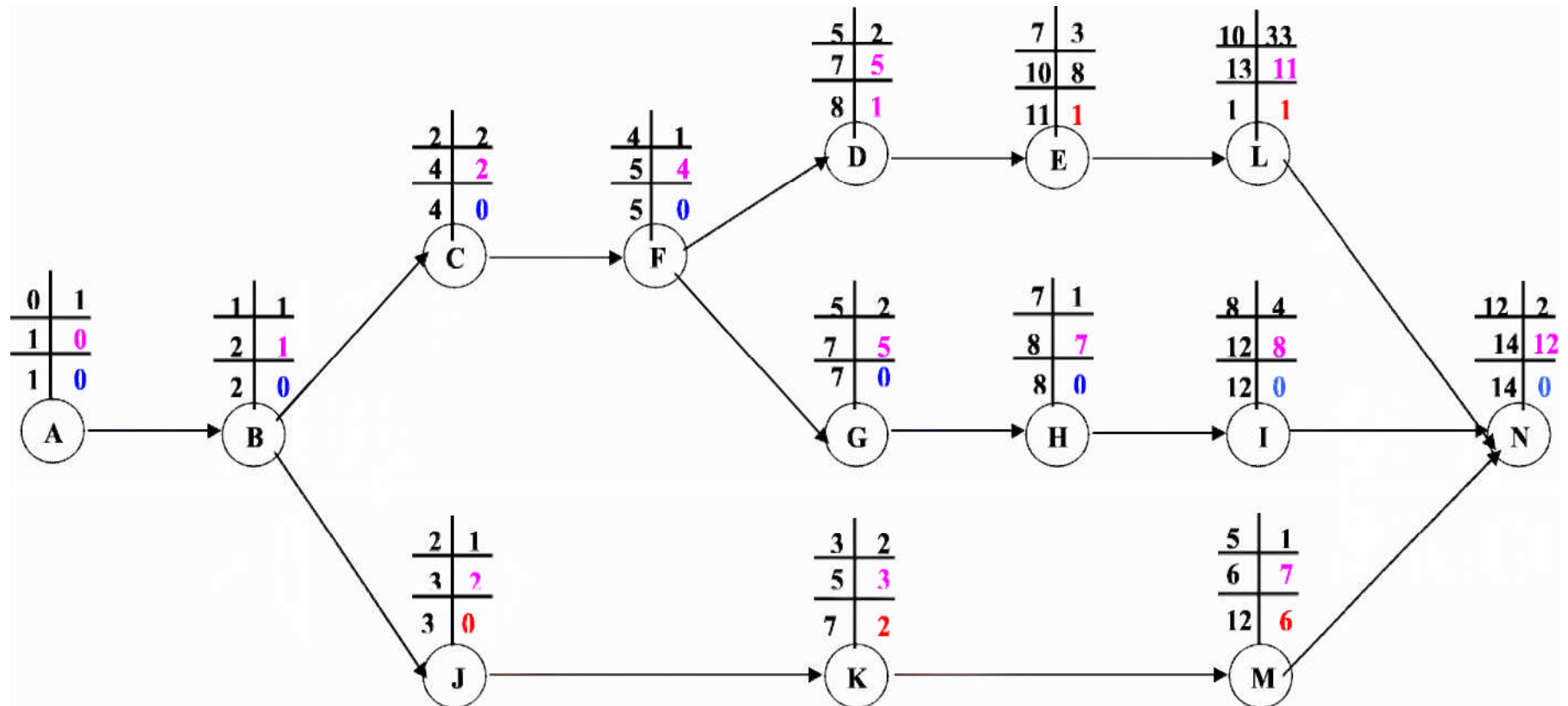


Figure (IX.1) : Réseau à nœuds

IX.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).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau n° IX.03 : Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	1	0	1	0	1	0
B	1	1	2	1	2	0
C	2	2	4	2	4	0
D	2	5	7	5	8	1
E	3	7	10	8	11	1
F	1	4	5	4	5	0
G	2	5	7	5	7	0
H	1	7	8	7	8	0
I	4	8	12	8	12	0
J	1	2	3	2	3	0
K	2	3	5	3	7	2
L	3	10	13	11	14	1
M	1	5	6	7	12	6
N	2	12	14	12	14	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation égale à **14** mois.

Tableau n° IX.04 : programme des travaux pour la réalisation du retenue de ELBIAR

Phase de réalisation	Mois 01	Mois 02	Mois 03	Mois 04	Mois 05	Mois 06	Mois 07	Mois 08	Mois 09	Mois 10	Mois 11	Mois 12	Mois 13	Mois 14
Phase 01 : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier pour le chantier;	1													
Phase 02 : décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de dérivation provisoire; vidange		1												
Phase 03 : décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage			2											
Phase 04 : préparation des zones d'emprunt						2								
Phase 05 : déboisement de la cuvette								3						
Phase 06 : remblai de la tranche d'ancrage et des fondations					1									
Phase 07 : approvisionnement du filtre						2								
Phase 08 : mise en place un système de drainage								1						
Phase 09 : remblai compacté									4					
Phase 10 : excavations de l'évacuateur de crue			1											
Phase 11 : génie civil de l'évacuateur de crues				2										
Phase 12 : revêtements de talus											2			
Phase 13 : équipements hydraulique						1								
Phase 14 : travaux des finitions													2	

IX.6. Technologie des principaux travaux :

IX.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.

IX.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.

Chapitre 10.

protection et sécurité de travail

Introduction :

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production et sur le plan humain.

L'objet sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier, il existe pour cela un certain nombre de dispositifs de consignes et de règlements dits « de sécurité », leur utilisation est contestable bien que le problème reste difficile.

X -1- Comité de sécurité :

L'Agent de sécurité fait la patrouille périodiquement dans le chantier et rapporte le résultat de la patrouille à la réunion tenue à cet égard.

X -2- Instructions structurelles sur la sécurité :

X -2-1- Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier :

Quoiqu'il en soit Algérien ou expatrié ; la personne qui travaille ou pénètre sur le site doit être informé en matière de sécurité de façon qu'il respecte les règles de sécurité du chantier.

X -2-2- Instructions à donner au Chef d'équipe :

Le Chef d'équipe confirme périodiquement les mesures préventives contre les accidents.

Réunion matinale en matière de sécurité :

Le contre maître de chaque poste préside tous les matins une réunion pour expliquer le détail des travaux à exécuter en précisant l'instruction sur la sécurité.

Mise en ordre du chantier :

L'effectif de chaque poste s'engage à la mise en ordre du chantier une fois par mois à la date préalablement fixée.

X.3- Contrôle et entretien du matériel :

Les engins ne peuvent être utilisés sur le site qu'avec le bon de mise en service qui sera émis à la suite du contrôle mécanique les engins utilisés doivent passer le contrôle journalier et son résultat sera enregistré dans le rapport journalier.

Les engins doivent être au contrôle période et son résultats sera enregistré dans le carnet d'entretien.

Les échafaudages, plate forme, passerelle, boisage, cintre, coffrage, soutènement, et toute autre installation les gardes corps, rampes, filets, ceintures de sécurité et toute autre dispositif de sécurité, les chaînes câbles au cordages, les échelles ainsi que matériel et engins de toute nature mis par les chefs d'établissement à la disposition des travailleurs à effectuer et aux risques auxquels les travailleurs sont exposés.

X -4- Organisation du service de la sécurité d'ouvrage :

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes.

X -5- Principes fonctions du service de sécurité :

a) Etudes :

Participation au Comité d'hygiène et de sécurité.

Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».

Suggestions du Personnel.

Statistique : élaboration et commentaire.

Rapport avec l'administration.

b) Exécution :

Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).

Réalisations pratiques des suggestions et des études.

c) Contrôle :

Enquêtes à la suite des accidents.

Inspections des installations.

Visites périodiques effectuées par les organismes.

Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

d) Animation :

Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.

Equipes de secours.

Formation spéciale concernant certaines professions.

X.6. Causes des accidents de travail :

Les différents facteurs réagissant les causes d'accidents de travail se subdivisent en deux catégories : l'une se traduit par les facteurs humain, l'autre par les facteurs matériels.

X.6.1. facteurs humains :

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humain qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue tel que :

*La négligence des travailleurs.

*La fatigue excessive

*Manque de concentration.

*L'agitation

*La nervosité.

*Inaptitude mentale ou physique.

*Taux d'erreur important.

X.6.2.facteurs matériels :

Les causes d'accidents d'origine matérielle évoluent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles proviennent :

*Des outils et engins utilisés (implantation, entretien).

*Du lieu de travail (éclairage, conditions climatiques).

*Des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).

X.6.3.Causes des maladies professionnelles :

Les poussières :

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une des plus graves et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer.

Ces maladies se traduisent par un certain nombre de symptômes tels que :

-dyspnée : au début difficulté de respirer, c'est une dyspnée d'effort, puis cela aboutit à une insuffisance respiratoire plus importante.

-l'hémoptysie : expectoration sanglante avec risque de tuberculose.

Le bruit :

Les surdités professionnelles surviennent par traumatismes sonores dus à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieurs à une seconde et aigus, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne.

Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier : une durée minimale d'exposition de deux années, déficit audimétrique bilatéral par lésions cochléaires irréversibles, c'est-à-dire ne s'aggravant plus après cessation d'exposition aux risques, le marteau piqueur donne également des tendinites aux niveaux des coudes et des poignets par microtraumatismes dus aux vibrations.

X.6.4.Conditions dangereuses dans le chantier :

Installation non protégée ou mal protégée.

Outillages, engins et équipements en mauvais état.

Matériau défectueux, stockage irrationnel.

Protection individuelle inexistante.

Défauts dans la construction.

Eclairage défectueux.

Facteur d'ambiance impropre.

Conditions climatiques défavorables.

X.6.5.Methode et moyens de prévention :

Assurer une protection individuelle.

Assurer un entretien continu.

Prudence demandée.

Eviter toute cadence supérieure à la normale.

Assurer aux installations des protections.

Utiliser des protections (gardes corps).

Assurer un stockage rationnel

X.6.6.Actions dangereuses :

Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.

Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.

Agir sans prévenir ou sans autorisation.

Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.

Imprudence durant le travail.

Suivre un rythme de travail inadapté.

X.7 : Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel :

Il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation :

- 1/ Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation.
- 2/ Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum.
- 3/ Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur.

Pour notre cas, on calculera le débit d'air par l'alimentation minimum, cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de 30 m^3 d'air frais par personne et par heure. Elle permet le renouvellement de l'air pollué dégagé par les travailleurs, les infrastructures industrielles et les machines.

Le calcul du débit d'air se fait comme suit :

$$\text{On a : } Q = A_m \cdot N$$

Q : Débit d'air frais en (m^3/h).

A_m : L'alimentation Minimum ($A_m = 30 \text{ m}^3 / \text{h} / \text{personne}$)

N: Nombre de personne dans le lieu à aérer.

X.7.1 : Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation :

***Etude de dimensionnement du réseau de ventilation :**

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d'aération s'impose pour l'étude des systèmes de ventilations, cette étude nécessite les points suivants :

Etude détaillée des plans des ouvrage à aérer et ceci dans le but de projeter le système le mieux adapté en évitant autant que possible toutes les obstructions et en projetant des tracés de canalisations simples comportant des coudes à grands rayons et des changements de sections des canalisations.

Disposer les sorties des canalisations en vue d'assurer une bonne répartition de l'air dans l'espace à aérer.

Déterminer le nombre et les dimensions de sortie sur la base du volume d'air ainsi que la vitesse admissible en ne perdant pas de vue les distances des conduites.

Il faut noter que le bruit dans les canalisations augmente avec l'accroissement de la vitesse, et il faut s'assurer que les grillages placer en fins des conduites présentes des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien.

Calculer les dimensions des canalisations par l'une des méthodes suivantes :

1. La méthode dynamique :

Cette méthode consiste à fixer la vitesse admissible pour les différentes canalisations et les différentes pièces spécialisées.

Les vitesses de l'air dans les différentes canalisations sont données dans le tableau (IX-01).

Tableau (X -01) : vitesse de l'air dans les différentes canalisations suivant les normes internationales :

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
1	à l'entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s
2	Conduite principale	(4 – 5) m/s	(6 – 12) m/s
3	Canalisations dérivées	(2 – 5) m/s	(3 – 6) m/s
4	Colonnes montantes	(1.5 – 3) m/s	(2 – 4) m/s
5	Pièces spécialisées (coudes ...)	(0.5 – 2) m/s	(1 – 3) m/s

2. Méthode d'équifriction :

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s) a la canalisation dérivée.

X.7.2 : Calcul du diamètre des canalisations :

On à la formule donnant la section des canalisations en fonction du débit et de la vitesse :

$$S = Q / V \text{ (m}^2\text{)}.$$

Q: Débit d'air (m³/s).

V : Vitesse de circulation d'air dans la conduite.

On a encore :

$$Q = \frac{\pi.V.D^2}{4} (m^3 / s) \quad \text{D'où : } D = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi.V}} \text{ (m)}.$$

Conclusion :

La sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de palier aux difficultés qui entravent le bon fonctionnement des travaux, et afin d'assurer l'économie à attendre d'une construction pareille.

Une source ininterrompue de déboire, de retards et de pertes dans l'entreprise provient des accidents survenant au personnel ; de simples petites meurtrissures aux mortelles.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Dans le cadre de la préparation du mémoire de fin d'étude, nous avons essayé de traiter et d'étudier la faisabilité de la retenue collinaire EL BIAR dans la wilaya de CONSTANTINE qui est destiné à l'irrigation.

Un petit barrage doit rester un ouvrage de conception simple, de réalisation simple, d'entretien simple. Mais ce critère de simplicité doit toujours laisser le pas au critère de sécurité.

On a fait une étude géologique qui comprend l'étude de la fondation, la cuvette et la disponibilité des matériaux de construction ensuite on a étudié l'hydrologie de la région pour voir si le réservoir se remplira ou pas en se basant sur les données hydrologiques de plusieurs années d'observation malgré le manque des données hydrométriques sur la région.

Le choix de la variante a été fait, en fonction de l'étude technico-économique, et des sols avoisinant, et on a opté pour une digue homogène vu la disponibilité suffisante des sols fins, et vu sa simplicité de la réalisation.

Des calculs technico-économiques ont été faits pour choisir toujours l'optimum et faire le choix le plus économique pour la largeur de l'évacuateur de crues et la digue.

Le prélèvement de l'eau se fait à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort et de diamètre 150mm. dont le diamètre est déterminé sur la base des besoins en eau maximum pour l'irrigation. Les résultats de laminage ont donné une largeur de 10 mètres pour évacuer un débit de crue de $21.95 \text{ m}^3/\text{s}$. La vidange de fond est une conduite en acier de 350 millimètres de diamètre sur une longueur de 98 mètres.

En fin d'après l'étude géologique, hydrologique, étude des variantes et l'étude des ouvrages annexes on peut dire que notre retenue collinaire est faisable de point de vue technique et économique.

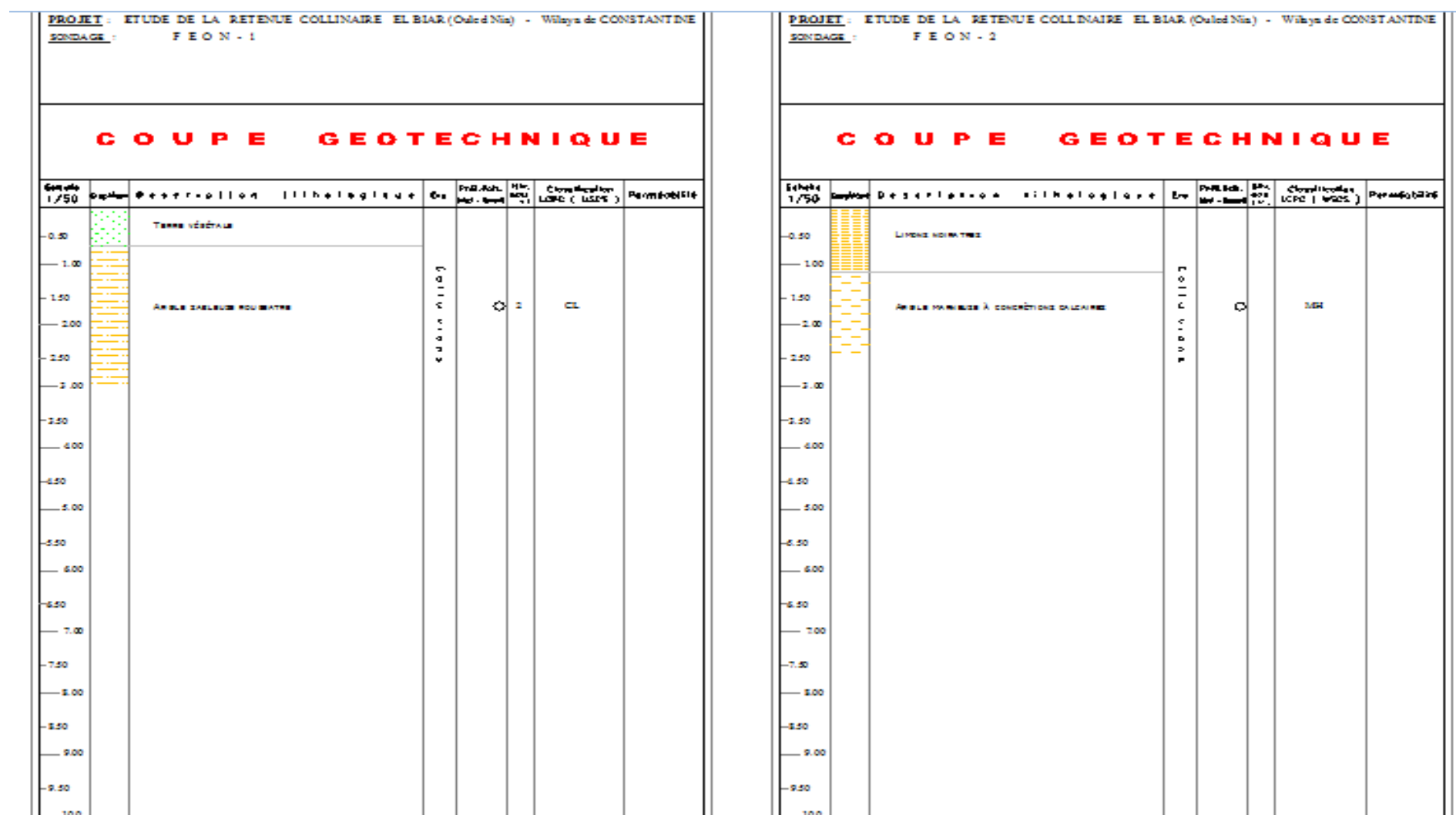
Références bibliographiques

Références bibliographiques :

- [01] : ANB. Unités retenues collinaires.
- [02] : B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004
- [03] : B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.
- [04] : CIGB. Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53. 1986
- [05] : CIGB : Choix de la crue de projet. 1984
- [06] : CIGB : Evacuateur de crue de barrage. Bulletin 58. 1987
- [07] : Ecole inter-états d'ingénieurs de l'équipement rural. Cours de barrages 2^{ème} édition.
- [08] : Ecole nationale des ponts et chaussées. Les barrages en terre 1985
- [09] : G.REMENIERAS « Hydrologie de l'ingénieur » édition Eyrolles 1986.
- [10] : GERARD DEGOUTTE : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemagref. France. 1977
- [11]:HASSANE Mohammed, 1995. Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de Crue à entonnement frontal. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.
- [12]:HASSANE Mohammed, 1998. Formulaire de calcul des aménagements. Ecole nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.
- [13]:HASSANE Mohamed, 2004. Abaques de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.
- [14]:MIHOUBI K., 1999. Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir (cas d'une fondation non rocheuse). Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. Blida.
-

Annexe (A)

Annexe A



Annexe (A)

PROJET : ETUDE DE LA RETENUE COLLINAIRE EL BIAR (Ouled Nias) - Wilaya de CONSTANTINE
SONDAGE : F E O N - 3

COUPE GEOTECHNIQUE

Echelle 1/50	Profondeur	Description lithologique	Essai	Pré-léch. (kgf - cm²)	Hum. nat. (%)	Classification USPC (USCS)	Perméabilité
0.50		Terre végétale	COLLINAIRE	○		CH	
1.00		Argile sableuse rougeâtre					
1.50		Argile jaunâtre tuffée					
2.00							
2.50							
3.00							
3.50							
4.00							
4.50							
5.00							
5.50							
6.00							
6.50							
7.00							
7.50							
8.00							
8.50							
9.00							
9.50							
10.0							

PROJET : ETUDE DE LA RETENUE COLLINAIRE EL BIAR (Ouled Nias) - Wilaya de CONSTANTINE
SONDAGE : F E O N - 4

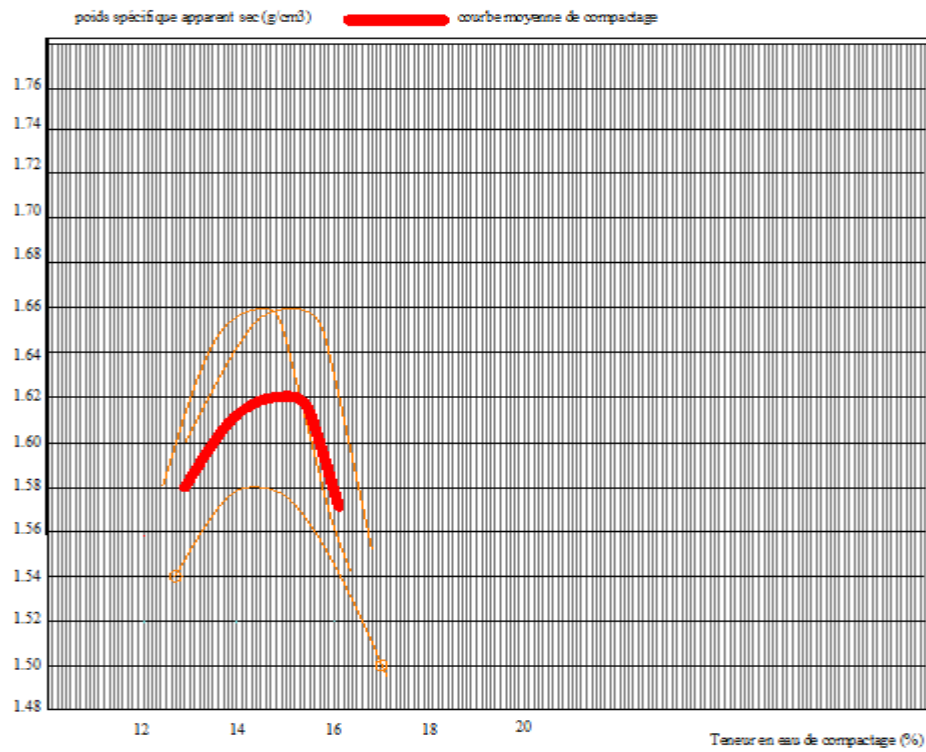
COUPE GEOTECHNIQUE

Echelle 1/50	Profondeur	Description lithologique	Essai	Pré-léch. (kgf - cm²)	Hum. nat. (%)	Classification USPC (USCS)	Perméabilité
0.50		Terre végétale	COLLINAIRE	○		CL (Aq)	
1.00		Argile jaunâtre marbrée peu sableuse					
1.50		Argile sableuse					
2.00							
2.50							
3.00							
3.50							
4.00							
4.50							
5.00							
5.50							
6.00							
6.50							
7.00							
7.50							
8.00							
8.50							
9.00							
9.50							
10.0							

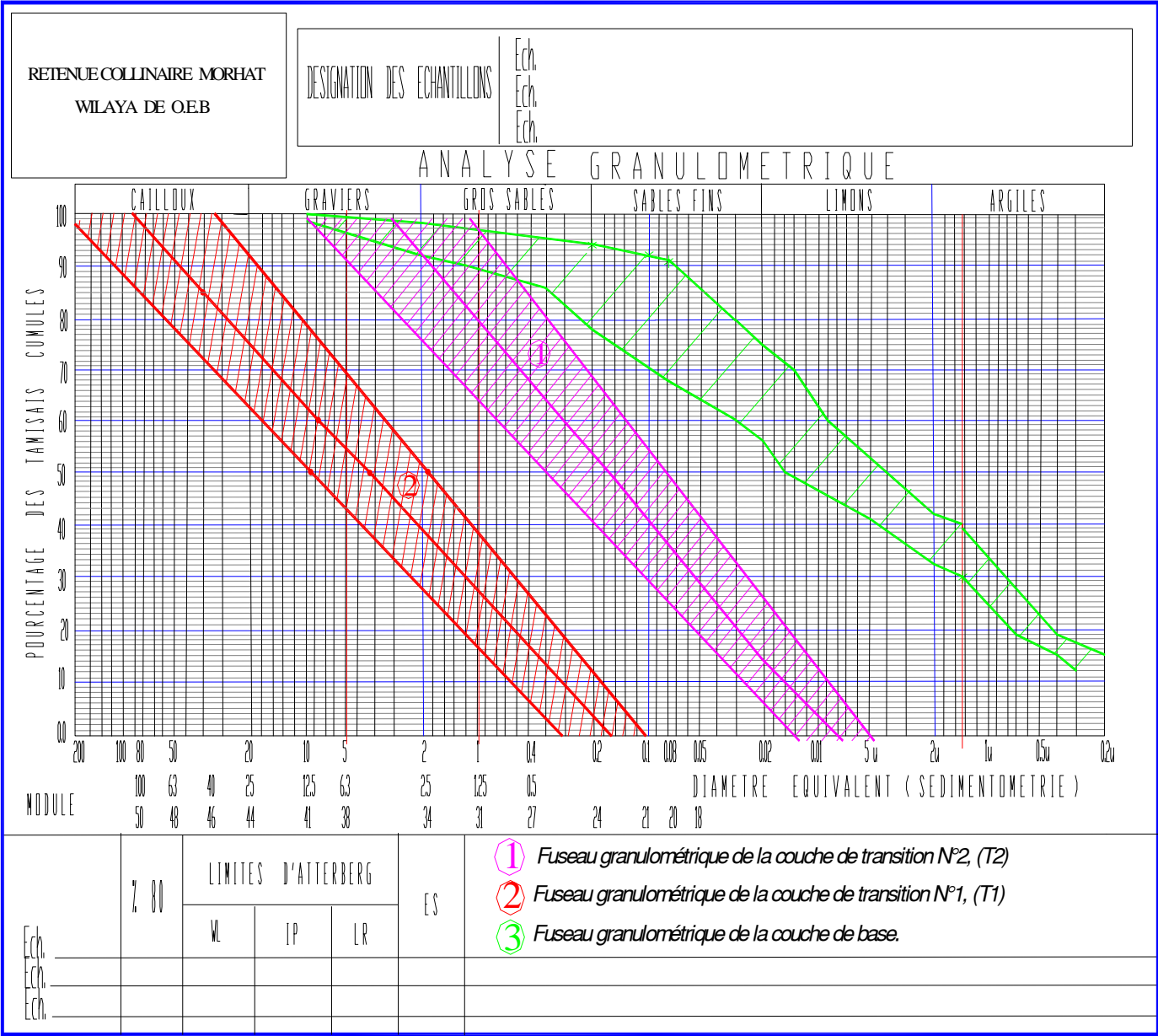
Annexe (A)

ESSAIS DE COMPACTAGE PROCTOR NORMAL - MODIFIE

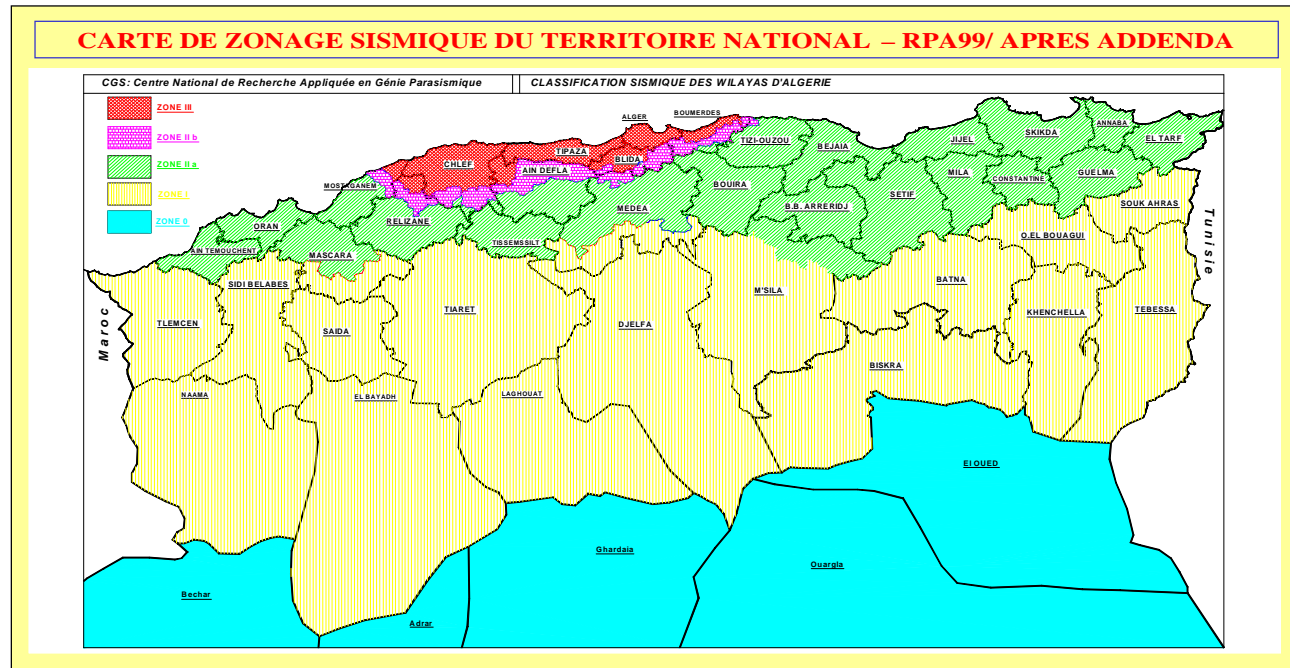
Etude de la Retenue Collinaire EL-BIAR
W. DE CONSTANTINE



Annexe (A)



Annexe (A)



Annexe (B)

Annexe B1 : Pluies mensuelles et annuelles à Constantine (100410)

Année	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
1984	37,5	139,3	8,5	330,1	64,1	34,3	177,4	22,2	72,7	1,1	1,6	0,1	888,9
1985	60	30,5	24,9	31,7	110,4	35,2	96,5	35,1	9,9	22,8	1,5	18,3	476,8
1986	30,4	53,1	107,7	99,6	50,8	153,5	80,2	24,2	40,4	5,2	21,6	2,5	669,2
1987	1,6	42,6	35,7	24,1	70,6	56,9	61,8	33,6	34	56,1	6	1,1	424,1
1988	43,9	1,4	22,9	172,2	31,2	61,1	45,7	56,8	24	29,4	12,7	26,2	527,5
1989	31,4	75,3	31,2	11,5	93,1	0	28,7	30,3	46,6	12,3	3	26,2	389,6
1990	13,7	9,1	89,5	124,6	25,1	79,5	95,4	55,9	52	15,5	0,2	0,8	561,3
1991	44,1	67,1	25,6	15	53,3	36,4	57,1	138,5	106,4	11,7	8	4,8	568
1992	43,2	14,9	117,5	174,6	55,5	53,7	30,1	12,4	46,8	11	0,6	4,7	565
1993	15,8	19	28	134,4	60,9	96,2	17,3	72,4	2,6	0	0,6	1,3	448,5
1994	18,8	118,5	7,9	51	226,7	19,5	86,8	36,2	7,3	69,9	0	5,8	648,4
1995	49,9	9,1	41,4	22,7	99,9	187	50,3	59,9	58,6	43,4	3,1	6,3	631,6
1996	14	15,3	30,8	47,9	38,8	21,5	39,6	43,6	19,9	22,2	3,2	10,4	307,2
1997	78,5	50,5	102,1	75,1	42,3	60,4	36,5	78,1	60,4	16,5	0	7,9	608,3
1998	74,7	33	150,3	58,5	90,4	44,1	44,9	31,7	27,9	23,5	7,9	1,2	588,1
1999	84,5	24	80,2	111	21,2	18,5	19,7	32,6	79,7	38,9	0	28	538,3
2000	17,9	46,4	29,2	58,9	121,9	34,4	21	43,6	42,1	0	0,2	3,6	419,2
2001	92,2	11,7	25,4	19,9	28,1	53,5	19,8	33,7	11,3	3,4	19,1	9,7	327,8
2002	15,6	32,9	133,1	117,1	203,8	56,5	32,6	115,5	23,5	6,3	12,6	8,4	757,9
2003	55,2	43,9	22,4	178,7	92,2	13	61,2	52,3	73,9	31	0	5,1	628,9
2004	34,7	45,1	155,1	202,5	64,9	87,3	40,7	64,4	11,3	3,5	3,7	4,4	717,6
2005	17,3	5,5	23	74,6	106,1	71	39,5	21,1	85,5	3,4	0,2	25,3	472,5
2006	47,2	8,6	21,2	148	18,3	40,2	150,3	89,4	22,2	15,1	2,4	13,1	576
2007	53,2	37,6	38,9	131,9	12,6	15,4	102,9	22,6	62,6	20,3	3,9	11,2	513,1
2008	68,2	22,2	47,1	24,6	105,7	59,5	76	133	71,5	0,6	6,1	24,6	639,1

Annexe (B)

Annexe B2 : Maximum annuel de la station pluviométrique

Année	P _{maxj}
1984-85	102,5
1985-86	29,1
1986-87	49,1
1987-88	28
1988-89	49,6
1989-90	37,6
1990-91	40,5
1991-92	55,6
1992-93	72,3
1993-94	53,2
1994-95	63,9
1995-96	37,8
1996-97	29,2
1997-98	39,6
1998-99	49,8
1999-00	36,1
2000-01	35
2001-02	55,1
2002-03	61,1
2003-04	36,7
2004-05	88,8
2005-06	31
2006-07	35,1
2007-08	81
2008-09	33,6
2009-10	65,6

Annexe (B)

Annexe B3 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes									
Mois	W (Mm3)	U (Mm3)	W-U (Mm3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
				0	0,051667	0	0,051667	0,051667	0
Octobre	0,026000	0,01525	0,01075	0,062417	0,062417	0	0,040917	0,051667	0,01075
Novembre	0,024000	0	0,024	0,086417	0,086417	0	0,027667	0,051667	0,02400
Décembre	0,035000	0	0,035	0,121417	0,121417	0	0,016667	0,051667	0,03500
Janvier	0,062000	0	0,062	0,183417	0,183417	0	-0,002251	0,051667	0,05392
Février	0,048000	0	0,048	0,231417	0,202899	0,028518	0,059749	0,059749	0
Mars	0,035000	0	0,035	0,237899	0,202899	0,035	0,107749	0,107749	0
Avril	0,038000	0	0,038	0,240899	0,202899	0,038	0,142749	0,142749	0
Mai	0,034000	0,01185	0,02215	0,225049	0,202899	0,02215	0,180749	0,180749	0
Juin	0,028000	0,03235	-0,00435	0,198549	0,198549	0	0,202899	0,202899	0
Juillet	0,012000	0,052675	-0,040675	0,157874	0,157874	0	0,198549	0,198549	0
Août	0,003000	0,074325	-0,071325	0,086549	0,086549	0	0,157874	0,157874	0
Septembre	0,006000	0,040882	-0,034882	0,051667	0,051667	0	0,086549	0,086549	0
Total	0,351	0,227332	0,123668			0,123668	0,051667	0,051667	0,123668

Annexe (B)

Annexe B4 : Pertes par évaporation et infiltration

Pertes par évaporation et infiltration (1er approximation)						
Mois	V moy (Mm3)	S moy (m2)	E vp (mm)	V evp (Mm3)	V inf (Mm3)	Π (Mm3)
Septembre	0,0570420	61949,54	134	0,008274	0,001017	0,009291
oct	0,0744170	61949,54	93	0,005789	0,001017	0,006805
nov	0,1039170	61949,54	67	0,004170	0,001017	0,005187
des	0,1524170	61949,54	50	0,003080	0,001017	0,004097
je	0,1912114	61949,54	52	0,003204	0,001017	0,004221
fe	0,1990058	61949,54	63	0,003889	0,001017	0,004906
m	0,1990058	61949,54	73	0,004501	0,001017	0,005517
a	0,1990058	61949,54	83	0,005128	0,001017	0,006145
m	0,1968308	61949,54	116	0,007184	0,001017	0,008201
Ju	0,1743183	57281,62	160	0,009739	0,000982	0,010721
juil	0,1183183	47234,23	232	0,013133	0,000868	0,014000
Août	0,0671614	30554,88	211	0,010482	0,000681	0,011163

Annexe (B)

Annexe B5 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2eme approximation)									
Mois	W (Mm3)	U-Π (Mm3)	W-(U-Π) (Mm3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
				0,000000	0,051667	0	0,051667	0,051667	0
Octobre	0,026000	0,02206	0,003945	0,055612	0,055612	0	0,047722	0,051667	0,003945
Novembre	0,024000	0,00519	0,018813	0,074425	0,074425	0	0,032854	0,051667	0,018813
Décembre	0,035000	0,00410	0,030903	0,105328	0,105328	0	0,041011	0,051667	0,010656
Janvier	0,062000	0,00422	0,057779	0,163107	0,163107	0	0,071915	0,071915	0
Février	0,048000	0,00491	0,043094	0,206201	0,206201	0	0,129694	0,129694	0
Mars	0,035000	0,00552	0,029483	0,235684	0,235684	0	0,172788	0,172788	0
Avril	0,038000	0,00614	0,031855	0,267539	0,248075	0,019464	0,202270	0,202270	0
Mai	0,034000	0,02005	0,013949	0,262024	0,248075	0,013949	0,234126	0,234126	0
Juin	0,028000	0,04307	-0,015071	0,233003	0,233003	0	0,248075	0,248075	0
Juillet	0,012000	0,06668	-0,054675	0,178328	0,178328	0	0,233003	0,233003	0
Août	0,003000	0,08549	-0,082488	0,095840	0,095840	0	0,178328	0,178328	0
Septembre	0,006000	0,05017	-0,044173	0,051667	0,051667	0	0,095840	0,095840	0
Total	500000		0,03			0,033413		0,051667	0,033413

Annexe (B)

Annexe B6 : Etude optimisation :

Digue N°01 (b=6m) Hb = 15,34m							
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m²]	Wm[m2]	Li [m]	Vi [m³]	
1	0	6	0	164,46375	19,67	3235,00196	
2	9,34	60,17	328,9275		559,7775	18,69	10462,2415
3	15,34	93,17	790,6275	625,7275		56,02	35053,2546
4	11,34	71,17	460,8275		230,41375	22,85	5264,95419
5	0	6	0				
Total				54015,4522			
Digue N°02(b=8m) Hb= 15,25m							
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m²]	Wm[m2]	Li [m]	Vi [m³]	
1	0	6	0	160,55774	19,48	3127,66473	
2	9,25	59,235	321,11548		549,82048	18,69	10276,1447
3	15,25	92,235	778,52548	615,05548		56,02	34455,4077
4	11,25	70,235	451,58548		225,79274	22,47	5073,56281
5	0	6	0				
Total				52932,7799			

Annexe (B)

Digue N°03 (b=10m) Hb = 15 m						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m²]	Wm[m2]	Li [m]	Vi [m³]
1	0	6	0	157,58474	19,33	3046,11298
2	9	59,185	315,16948		542,22448	18,69
3	15	92,185	769,27948	606,90948		56,02
4	11	70,185	444,53948		222,26974	22,18
5	0	6	0			
Total						52109,3

Digue N°04(b=14m) Hb = 14.90m						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m²]	Wm[m2]	Li [m]	Vi [m³]
1	0	6	0	156,40324	19,27	3013,89039
2	8,9	58,965	312,80648	539,20148	18,69	10077,6756
3	14,9	91,965	765,59648		603,66648	56,02
4	10,9	69,965	441,73648	220,86824	22,07	4874,562
5	0	6	0			
Total						51783,5239

Annexe (B)

Digue N°05 (b=16m) Hb = 14,84m						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m²]	Wm[m2]	Li [m]	Vi [m³]
1	0	6	0	155,22614	19,21	2981,8941
2	8,84	58,745	310,45228		536,18728	18,69
3	14,84	91,745	761,92228	600,43228		56,02
4	10,84	69,745	438,94228		219,47114	21,95
5	0	6	0			
Total						51456,8418
Digue N°06 (b=20m) Hb = 14,76m						
Coupe N°	Hi [m]	Bi[m]	Wi [m²]	Wm[m2]	Li [m]	Vi [m³]
1	0	6	0	154,3462	19,16	2957,27319
2	8,76	58,58	308,6924		533,9324	18,69
3	14,76	91,58	759,1724	598,0124		56,02
4	10,76	69,58	436,8524		218,4262	21,86
5	0	6	0			
Total						51211,9211

(Annexe C)

• Barrage Homogène en argile

IV.5.1.1 Recharge:.

Hb = 15 m						
Coupe N°	Hi [m]	B pi [m]	Si [m²]	Sm[m2]	di [m]	Vi [m³]
1	0	6	0	157,58474	21,16	3334,49
2	9	59,185	315,16948			
3	15	92,185	769,27948	542,22448	22,72	12319,3
				606,90948		
4	11	70,185	444,53948	222,26974	57,07	33422,5
5	0	6	0		26,56	5554,52
	Total					52109,3

Matériaux de protection :

Hb = 15m						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Si[m2]	S,,, (m²)	di(m)	Vi(m³)
1	0	0	0	4	21,16	99,77
2	9	29,91	9,43		22,72	171,8
3	15	47,91	15,12	5,66	57,07	311,9
4	11	35,91	11,32	0	26,56	0
5	0	0	0			
Total						549,74

Volume de gravier, talus amont (e=0,2m).

Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Si[m²]	Sm [m]	di [m]	Vi [m]
1	0	0	0	3,00	21,16	63,5
2	9	28,41	6,00	4,90	22,72	111,3
3	15	46,41	9,80	3,63	57,07	200,1
4	11	34,41	7,27	0	26,56	0
5	0	0	0			
Total						374,9

(Annexe C)

Volume de sable, talus amont (e=0,2m).

Coupes de sable, toutes tailles (0-0,2mm):						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Si[m²]	Sm [m²]	di [m]	Vi [m]
1	0	0	0	2,94	21,16	62,3
2	9	27,81	5,89			
3	15	45,81	9,68	4,84	22,72	110
				3,58	57,07	197
4	11	33,81	7,15	0	26,56	0
5	0	0	0			
Total						369,3

Volume d'enrochement, talus aval (e=0,3m).

Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Si [m²]	Sm [m²]	di [m]	Vi [m]
1	0	0	0	4,01	21,16	84,86
2	9	24,925	8,02		6,43	22,72
3	15	39,925	12,87	4,82		57,07
4	11	29,925	9,64		0	26,56
5	0	0	0			
Total						496,4

Prisme de drainage: volume des graviers

Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Si [m²]	Sm[m2]	di [m]	Vi [m³]
1	0	1	0	3,1775	4,38	13,9175
2	1,55	7,2	6,355			
3	3	13	21	13,678	32,38	442,877
				12	25,32	303,84
4	1	5	3	1,5	1,53	2,295
5	0	1	0			
Total						762,93

(Annexe C)

Filtre et drains: Volume de gravier (e=0,2m).

Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Si[m2]	Sm [m²]	di [m]	Vi [m]
1	0	1	0	0,74	4,38	3,226
2	1,55	7,2	1,47	1,33	32,38	43,2
3	3	13	2,67			
4	1	5	1,02	0,51	25,32	12,91
5	0	1	0	0	1,53	0
Total						59,34

Volume de sable (e=0,2m).

Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Si[m2]	Sm [m²]	di [m]	Vi [m]
1	0	1	0	0,74	4,38	3,226
2	1,55	7,2	1,47	1,33	32,38	43,2
3	3	13	2,67			
4	1	5	1,02	0,51	25,32	12,91
5	0	1	0	0	1,53	0
Total						59,34

Tapis drainant:

Volume de gravier et sable du tapis drainant.

Tapis drainant					
Sable e=20cm			Gravier e=30cm		
Si (m²)	di (m)	Volume (m³)	Si (m²)	di (m)	Volume (m³)
6,6	62,61	413,23	9,9	62,61	619,84

(Annexe C)

• le Noyau : Volume de noyau

Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Si [m²]	Sm[m2]	di [m]	Vi [m³]
1	0	3	0	41,193	19,16	789,264
2	8,67	16,005	82,386675	143,9	18,69	2689,52
3	14,67	25,005	205,41668	161,41	56,02	9042
4	10,67	19,005	117,39668	58,698	21,86	1283,15
5	0	3	0			
Total						13803,9

Recharge : Volume de la recharge

Coupe N°	Hi [m]	Bi[m]	Wi [m²]	Wm[m2]	di [m]	Vi [m³]
1	0	6	0	116,39	21,16	2462,81
2	9	59,185	232,77948	398,32	22,72	9049,82
3	15	92,185	563,85948	445,5	55,07	24533,7
4	11	70,185	327,13948	163,57	24,99	4087,61
5	0	6	0			
Total						40133,9

Filtre et drains: Volume du sable(e=0,2m)

Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Si[m2]	Sm [m²]	di [m]	Vi [m]
1	0	0	0	3,18	21,16	67,21
2	8	13,305	6,35	5,34	22,72	121,3
3	14	22,305	10,68	3,90	55,07	214,6
4	10	16,305	7,79	0	24,99	0
5	0	0	0,00			
Total						403,1

(Annexe C)

- **Barrage en terre avec masque en béton :**

Recharge :

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	52.0908	50.08	2608.71
1	104.1816		41.81	6302.09
2	197.2816	150.7316	51.67	19410.37
3	554.0391	375.66035	29.61	15033.97
4	461.4266	507.73285	18.52	6424.85
5	232.4016	346.9141	28.5	3311.72
6	0,00	116.2008		
Volume Total				53091.71

masque en béton :

N°	S _i (m²)	S _{moy} (m²)	d _i (m)	Volume (m³)
0	0,00	1.557	50.08	77.98
1	3.1138			
2	4.7189	3.916	41.81	163.73
		5.672	51.67	293.07
3	6.6253	6.463	29.61	191.37
4	6.3015			
5	5.4384	5.870	18.52	108.71
6	0,00	2.719	28.5	77.49
Volume Total				

(Annexe D)

a= 0,2 tangø= 0,57
R 23,55
C= 6,9
γ₁ 1,72

Stabilité pour le cas de fin de construction (aval)

k_{ss}=2,908
K_{as}=1,292

r 13,12

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2,72	2,02	0	-0,3	0,95394	9,4504	-2,83511	9,0150765	2,4409	16,8422	0,57	5,138594	2,02	4,93062	2,81045226	13,12	24,7978
-2	3,35	3,67	0	-0,2	0,9798	21,147	-4,229308	20,719293	4,9821	34,3765	0,57	11,81	3,67	18,2843	10,422055	13,12	55,4885
-1	3,35	5	0	-0,1	0,99499	28,81	-2,881	28,665588	5,0073	34,5504	0,57	16,33939	5	25,0365	14,270805	13,12	75,5974
0	3,35	6,09	0	0	1	35,091	0	35,09058	5,0852	35,0879	0,57	20,00163	6,09	30,9689	17,6522548	13,12	92,0777
1	3,35	6,29	0	0,1	0,99499	36,243	3,624298	36,06131	5,2235	36,0422	0,57	20,55495	6,29	32,8558	18,7278146	13,12	95,1016
2	3,35	7,55	0	0,2	0,9798	43,503	8,70062	42,624159	5,4378	37,5208	0,57	24,29577	7,55	41,0554	23,4015723	13,12	114,152
3	3,35	7,9	0	0,3	0,95394	45,52	13,65594	43,423122	5,7567	39,7212	0,57	24,75118	7,9	45,4779	25,9224201	13,12	119,444
4	3,35	8,02	0	0,4	0,91652	46,211	18,484496	42,353301	6,2357	43,0263	0,57	24,14138	8,02	50,0103	28,505879	13,12	121,258
5	3,35	7,77	0	0,5	0,86603	44,771	22,38537	38,772598	6,9954	48,2683	0,57	22,10038	7,77	54,3543	30,9819271	13,12	117,478
6	3,35	7,22	0	0,6	0,8	41,602	24,960984	33,281312	8,3616	57,695	0,57	18,97035	7,22	60,3708	34,4113286	13,12	109,163
7	3,35	6,17	0	0,7	0,71414	35,552	24,886078	25,388878	3,8586	26,6243	0,57	14,47166	6,17	23,8076	13,5703103	13,12	93,2872
8	3,35	4,32	0	0,8	0,6	24,892	19,913472	14,935104	3,36	23,184	0,57	8,513009	4,32	14,5152	8,273664	13,12	7690,98
9	0,85	1,42	0	0,9	0,43589	2,076	1,868436	0,9049249	2,58	17,802	0,57	0,515807	1,42	3,6636	2,088252	13,12	187,94

(Annexe D)

a= 0,2 tangø= 0,57
R 28,52
C= 6,9
γ1 1,72

r 13,12

**Stabilité pour le cas de fin de
construction(aval)**

Kss=1,758
Kas=1,067

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-5	2,56	2,7	0	-0,5	0,86603	11,889	-5,94432	10,295864	3,991	3,2721	0,57	5,868643	2,7	10,7757	6,142149	13,12	31,1958
-4	2,85	5,28	0	-0,4	0,91652	25,883	-10,35302	23,721758	6,6027	45,5586	0,57	13,5214	5,28	34,8623	19,8714859	13,12	67,9158
-3	2,85	7,52	0	-0,3	0,95394	36,863	-11,05891	35,165099	6,6561	45,9271	0,57	20,04411	7,52	50,0539	28,530707	13,12	96,7286
-2	2,85	9,42	0	-0,2	0,9798	46,177	-9,235368	45,243878	6,7596	46,6412	0,57	25,78901	9,42	63,6754	36,2949962	13,12	121,168
-1	2,85	11,03	0	-0,1	0,99499	54,069	-5,406906	53,798035	6,9433	47,9088	0,57	30,66488	11,03	76,5846	43,6532214	13,12	141,877
0	2,85	12,36	0	0	1	60,589	0	60,58872	7,2279	49,8725	0,57	34,53557	12,36	89,3368	50,9220011	13,12	158,985
1	2,85	13,36	0	0,1	0,99499	65,491	6,549072	65,162444	7,6515	52,7954	0,57	37,14259	13,36	102,224	58,2677028	13,12	171,848
2	2,85	14,06	0	0,2	0,9798	68,922	13,784424	67,52961	8,2877	57,1851	0,57	38,49188	14,06	116,525	66,4192853	13,12	180,852
3	2,85	14,56	0	0,3	0,95394	71,373	21,411936	68,085617	9,5502	65,8964	0,57	38,8088	14,56	139,051	79,2590198	13,12	187,283
4	2,85	14,62	0	0,4	0,91652	71,667	28,666896	65,68411	10,856	74,9036	0,57	37,43994	14,62	158,709	90,464057	13,12	188,055
5	2,85	14,37	0	0,5	0,86603	70,442	35,22087	61,004336	7,209	49,7421	0,57	34,77247	14,37	103,593	59,0481981	13,12	184,839
6	2,85	13,69	0	0,6	0,8	67,108	40,265028	53,686704	7,1125	49,0763	0,57	30,60142	13,69	97,3701	55,5009713	13,12	176,092
7	2,85	12,42	0	0,7	0,71414	60,883	42,617988	43,479044	6,964	48,0516	0,57	24,78306	12,42	86,4929	49,3009416	13,12	159,757
8	2,85	10,35	0	0,8	0,6	50,736	40,58856	30,44142	5,122	35,3418	0,57	17,35161	10,35	53,0127	30,217239	13,12	133,13
9	2,16	6,1	0	0,9	0,43589	22,663	20,396448	9,8784506	5,0478	34,8298	0,57	5,630717	6,1	30,7916	17,5512006	13,12	59,467

(Annexe D)

a= 0,2 tangø= 0,57
R 36,05
C= 4,35
γ1 1,72

r 13,12

**Stabilité pour le cas de fin de construction
(aval)**

Kss=1,446
Kas=1,079

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	2,56	1,81	0	-0,2	0,9798	7,9698	-1,593958	7,8087695	2,344	10,1964	0,57	4,450999	1,81	4,24264	2,4183048	13,12	20,9127
-1	3,6	3,82	0	-0,1	0,99499	23,653	-2,365344	23,534876	5,1954	22,6	0,57	13,41488	3,82	19,8464	11,312464	13,12	62,0666
0	3,6	5,51	0	0	1	34,118	0	34,11792	5,7224	24,8924	0,57	19,44721	5,51	31,5304	17,9723417	13,12	89,5254
1	3,6	6,81	0	0,1	0,99499	42,168	4,216752	41,956153	5,7513	25,0182	0,57	23,91501	6,81	39,1664	22,3248212	13,12	110,648
2	3,6	7,75	0	0,2	0,9798	47,988	9,5976	47,018446	5,8406	25,4066	0,57	26,80051	7,75	45,2647	25,8008505	13,12	125,921
3	3,6	8,3	0	0,3	0,95394	51,394	15,41808	49,02637	5,9992	26,0965	0,57	27,94503	8,3	49,7934	28,3822152	13,12	134,857
4	3,6	8,46	0	0,4	0,91652	52,384	20,953728	48,011022	6,2448	27,1649	0,57	27,36628	8,46	52,831	30,1136746	13,12	137,456
5	3,6	8,15	0	0,5	0,86603	50,465	25,2324	43,703799	6,6102	28,7544	0,57	24,91117	8,15	53,8731	30,7076841	13,12	132,42
6	3,6	7,24	0	0,6	0,8	44,83	26,898048	35,864064	7,1588	31,1408	0,57	20,44252	7,24	51,8297	29,5429358	13,12	117,634
7	3,6	5,63	0	0,7	0,71414	34,861	24,402672	24,895705	6,1238	26,6385	0,57	14,19055	5,63	34,477	19,6518866	13,12	91,4752
8	2,55	3,01	0	0,8	0,6	13,202	10,561488	7,921116	5,3632	23,3299	0,57	4,515036	3,01	16,1432	9,20164224	13,12	34,6417

(Annexe D)

a= 0,2 tangø= 0,57
R 32,89
C= 6,9
γl 1,72

r 15

**Stabilité pour le cas de fin de
construction(amont)**

Kss=2,298
Kas=1,202

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-6	1,26	1,56	0	-0,6	0,8	3,5184	-2,111054	2,8147392	7,1783	3,2721	0,57	1,604401	1,56	11,1981	6,38294436	13,12	9,23234
-5	3,28	4,9	0	-0,5	0,86603	28,769	-14,38444	24,914581	7,0684	48,772	0,57	14,20131	4,9	34,6352	19,7420412	13,12	75,4895
-4	3,28	7,72	0	-0,4	0,91652	45,326	-18,13027	41,541657	7,0229	48,458	0,57	23,67874	7,72	54,2168	30,9035692	13,12	118,935
-3	3,28	10,05	0	-0,3	0,95394	59,006	-17,70167	56,287717	7,0684	48,772	0,57	32,084	10,05	71,0374	40,4913294	13,12	154,831
-2	3,28	12,1	0	-0,2	0,9798	71,042	-14,2083	69,60619	7,1783	49,5303	0,57	39,67553	12,1	86,8574	49,5087351	13,12	186,413
-1	3,28	13,68	0	-0,1	0,99499	80,318	-8,031802	79,915417	7,3735	50,8772	0,57	45,55179	13,68	100,869	57,4956036	13,12	210,754
0	3,28	14,46	0	0	1	84,898	0	84,897552	7,6758	52,963	0,57	48,3916	14,46	110,992	63,2654788	13,12	222,771
1	3,28	15,89	0	0,1	0,99499	93,293	9,3293368	92,825729	8,1257	56,0673	0,57	52,91067	15,89	129,117	73,5969026	13,12	244,802
2	3,28	16,43	0	0,2	0,9798	96,464	19,292763	94,514851	8,8015	60,7304	0,57	53,87347	16,43	144,609	82,4269277	13,12	253,121
3	3,28	16,7	0	0,3	0,95394	98,049	29,414712	93,532823	9,8729	68,123	0,57	53,31371	16,7	164,877	93,9801351	13,12	257,281
4	3,28	16,53	0	0,4	0,91652	97,051	38,820374	88,948652	11,799	81,4145	0,57	50,70073	16,53	195,041	111,173242	13,12	254,662
5	3,28	15,96	0	0,5	0,86603	93,704	46,852176	81,150349	3,2721	22,5775	0,57	46,2557	15,96	52,2227	29,7669481	13,12	245,88
6	3,28	14,87	0	0,6	0,8	87,305	52,382846	69,843795	3,2721	22,5775	0,57	39,81096	14,87	48,6561	27,7339924	13,12	229,088
7	3,28	13,11	0	0,7	0,71414	76,971	53,880002	54,968597	3,2659	22,5347	0,57	31,3321	13,11	42,8159	24,4050909	13,12	201,973
8	3,28	10,41	0	0,8	0,6	61,119	48,895354	36,671515	3,2721	22,5775	0,57	20,90276	10,41	34,0626	19,4156598	13,12	160,377
9	2,3	6,11	0	0,9	0,43589	25,155	22,639383	10,964754	3,2721	22,5775	0,57	6,24991	6,11	19,9925	11,3957427	13,12	66,0064

(Annexe D)

a= 0,2 tangø= 0,57

R 33,75

C= 6,9

γ1 1,79

r 15

Stabilité pour le cas de fin de construction (amont)

Kss=1,595

Kas=1,193

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	3,4	2,31	0	-0,3	0,95394	14,059	-4,217598	13,411107	7,4535	51,4292	0,57	7,644331	2,31	17,2176	9,81402345	13,12	36,8899
-2	3,37	4,26	0	-0,2	0,9798	25,698	-5,13952	25,178401	7,3504	50,7178	0,57	14,35169	4,26	31,3127	17,8482413	13,12	67,4305
-1	3,37	5,77	0	-0,1	0,99499	34,806	-3,480637	34,631902	7,3659	50,8247	0,57	19,74018	5,77	42,5012	24,2257085	13,12	91,3319
0	3,37	7,08	0	0	1	42,709	0	42,708684	7,6098	52,5076	0,57	24,34395	7,08	53,8774	30,7101089	13,12	112,068
1	3,37	7,87	0	0,1	0,99499	47,474	4,7474201	47,236234	7,9667	54,9702	0,57	26,92465	7,87	62,6979	35,7378195	13,12	124,572
2	3,37	8,45	0	0,2	0,9798	50,973	10,194587	49,943073	8,4034	57,9835	0,57	28,46755	8,45	71,0087	40,4749761	13,12	133,753
3	3,37	8,72	0	0,3	0,95394	52,602	15,780497	50,178782	9,0707	62,5878	0,57	28,60191	8,72	79,0965	45,0850073	13,12	138,027
4	3,37	8,85	0	0,4	0,91652	53,386	21,354342	48,928944	10,164	70,1323	0,57	27,8895	8,85	89,9523	51,2728025	13,12	140,084
5	3,37	7,98	0	0,5	0,86603	48,138	24,068877	41,688518	7,0164	48,4132	0,57	23,76246	7,98	55,9909	31,914797	13,12	126,313
6	3,37	6,91	0	0,6	0,8	41,683	25,009916	33,346554	6,8854	47,5093	0,57	19,00754	6,91	47,5781	27,119525	13,12	109,377
7	3,37	5,11	0	0,7	0,71414	30,825	21,577537	22,013491	6,5248	45,0211	0,57	12,54769	5,11	33,3417	19,004785	13,12	80,8849
8	2,01	2,5	0	0,8	0,6	8,9948	7,1958	5,39685	5,3246	36,7397	0,57	3,076205	2,5	13,3115	7,587555	13,12	23,6022

(Annexe D)

a= 0,2 tangø= 0,57
R 38,70
C= 6,9
γ¹ 1,72

r 15

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont

K_{ss}=1,846
K_{as}=1,205

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	3,66	2,35	0	-0,3	0,95394	15,31	-4,592934	14,604599	2,3786	16,4123	0,57	8,324622	2,35	5,58971	3,1861347	15	45,9293
-2	3,87	4,62	0	-0,2	0,9798	31,825	-6,365066	31,18233	7,9444	54,8164	0,57	17,77393	4,62	36,7031	20,920783	15	95,476
-1	3,87	6,42	0	-0,1	0,99499	44,225	-4,422481	44,003132	7,8226	53,9759	0,57	25,08179	6,42	50,2211	28,6260224	15	132,674
0	3,87	7,86	0	0	1	54,144	0	54,144396	7,779	53,6751	0,57	30,86231	7,86	61,1429	34,8514758	15	162,433
1	3,87	8,87	0	0,1	0,99499	61,102	6,1101882	60,795605	7,8269	54,0056	0,57	34,65349	8,87	69,4246	39,5720237	15	183,306
2	3,87	9,55	0	0,2	0,9798	65,786	13,157226	64,45698	7,9444	54,8164	0,57	36,74048	9,55	75,869	43,2453414	15	197,358
3	3,87	9,8	0	0,3	0,95394	67,508	20,252484	64,398795	8,1608	56,3095	0,57	36,70731	9,8	79,9758	45,5862288	15	202,525
4	3,87	9,6	0	0,4	0,91652	66,131	26,452224	60,609659	8,496	58,6224	0,57	34,54751	9,6	81,5616	46,490112	15	198,392
5	3,87	8,9	0	0,5	0,86603	61,309	30,65427	53,094753	8,9948	62,0641	0,57	30,26401	8,9	80,0537	45,6306204	15	183,926
6	3,87	7,61	0	0,6	0,8	52,422	31,453348	41,937797	9,6393	66,5112	0,57	23,90454	7,61	73,3551	41,8123916	15	157,267
7	3,87	5,67	0	0,7	0,71414	39,058	27,340853	27,89325	11,039	76,1663	0,57	15,89915	5,67	62,5889	35,6756513	15	117,175
8	2,2	2,42	0	0,8	0,6	9,4767	7,581376	5,686032	11,665	80,4857	0,57	3,241038	2,42	28,2283	16,0901492	15	28,4302

(Annexe D)

a= 0,2 tangø= 0,57
R 23,55
C= 6,9
γ1 1,72
γ2 2,05
r 13,12

**Stabilité pour le cas de fonctionnement normal
(aval)**

Kss=1,91
Kas=1,059

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2,72	2,02	0	-0,3	0,95394	10,659	-3,197741	10,168168	2,4409	16,8422	0,57	5,795856	2,02	4,93062	2,81045226	13,12	27,9696
-2	3,35	3,67	0	-0,2	0,9798	23,851	-4,770266	23,369435	4,9821	34,3765	0,57	13,32058	3,67	18,2843	10,422055	13,12	62,5859
-1	3,35	5	0	-0,1	0,99499	32,495	-3,2495	32,332117	5,0073	34,5504	0,57	18,42931	5	25,0365	14,270805	13,12	85,2669
0	3,35	6,09	0	0	1	39,579	0	39,57891	5,0852	35,0879	0,57	22,55998	6,09	30,9689	17,6522548	13,12	103,855
1	3,35	6,29	0	0,1	0,99499	40,879	4,087871	40,673803	5,2235	36,0422	0,57	23,18407	6,29	32,8558	18,7278146	13,12	107,266
2	3,35	7,55	0	0,2	0,9798	49,067	9,81349	48,076086	5,4378	37,5208	0,57	27,40337	7,55	41,0554	23,4015723	13,12	128,753
3	3,35	7,9	0	0,3	0,95394	51,342	15,40263	48,977242	5,7567	39,7212	0,57	27,91703	7,9	45,4779	25,9224201	13,12	134,722
4	3,35	8,02	0	0,4	0,91652	52,122	20,848792	47,770584	6,2357	43,0263	0,57	27,22923	8,02	50,0103	28,505879	13,12	136,768
5	3,35	7,77	0	0,5	0,86603	50,497	25,248615	43,731884	6,9954	48,2683	0,57	24,92717	7,77	54,3543	30,9819271	13,12	132,505
6	3,35	7,22	0	0,6	0,8	46,923	28,153668	37,538224	8,3616	57,695	0,57	21,39679	7,22	60,3708	34,4113286	13,12	123,125
7	3,35	6,17	0	0,7	0,71414	40,099	28,069181	28,636292	3,8586	26,6243	0,57	16,32269	6,17	23,8076	13,5703103	13,12	105,219
8	3,35	4,32	0	0,8	0,6	28,076	22,460544	16,845408	3,36	23,184	0,57	9,601883	4,32	14,5152	8,273664	13,12	8674,71
9	0,85	1,42	0	0,9	0,43589	2,3416	2,107422	1,0206711	2,58	17,802	0,57	0,581783	1,42	3,6636	2,088252	13,12	211,979

(Annexe D)

a= 0,2 tangø= 0,57
R 28,52
C= 6,9
γ1 1,72
γ2 2,05
r 13,12

**Stabilité pour le cas de fonctionnement normal
(aval)**

Kss=1,729
Kas=1,053

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-5	2,56	2,2	0,5	-0,5	0,86603	13,409	-6,70464	11,612777	3,991	3,2721	0,57	6,619283	2,7	10,7757	6,142149	13,12	35,186
-4	2,85	3,28	2	-0,4	0,91652	29,193	-11,67725	26,755936	6,6027	45,5586	0,57	15,25088	5,28	34,8623	19,8714859	13,12	76,6027
-3	2,85	4,55	2,97	-0,3	0,95394	41,578	-12,47342	39,66296	6,6561	45,9271	0,57	22,60789	7,52	50,0539	28,530707	13,12	109,101
-2	2,85	5,64	3,78	-0,2	0,9798	52,083	-10,41664	51,030886	6,7596	46,6412	0,57	29,08761	9,42	63,6754	36,2949962	13,12	136,666
-1	2,85	5,51	5,52	-0,1	0,99499	60,985	-6,098487	60,67918	6,9433	47,9088	0,57	34,58713	11,03	76,5846	43,6532214	13,12	160,024
0	2,85	6,76	5,6	0	1	68,338	0	68,33844	7,2279	49,8725	0,57	38,95291	12,36	89,3368	50,9220011	13,12	179,32
1	2,85	7,36	5,4	0,1	0,99499	73,867	7,386744	73,497175	7,6515	52,7954	0,57	41,89339	13,36	102,224	58,2677028	13,12	193,828
2	2,85	9,06	5	0,2	0,9798	77,738	15,547548	76,167119	8,2877	57,1851	0,57	43,41526	14,06	116,525	66,4192853	13,12	203,984
3	2,85	10,38	4,18	0,3	0,95394	80,502	24,150672	76,794243	9,5502	65,8964	0,57	43,77272	14,56	139,051	79,2590198	13,12	211,238
4	2,85	11,43	3,19	0,4	0,91652	80,834	32,333592	74,085566	10,856	74,9036	0,57	42,22877	14,62	158,709	90,464057	13,12	212,108
5	2,85	12,58	1,79	0,5	0,86603	79,452	39,725865	68,807217	7,209	49,7421	0,57	39,22011	14,37	103,593	59,0481981	13,12	208,481
6	2,85	13,69	0	0,6	0,8	75,692	45,415206	60,553608	7,1125	49,0763	0,57	34,51556	13,69	97,3701	55,5009713	13,12	198,616
7	2,85	12,42	0	0,7	0,71414	68,67	48,069126	49,040318	6,964	48,0516	0,57	27,95298	12,42	86,4929	49,3009416	13,12	180,191
8	2,85	10,35	0	0,8	0,6	57,225	45,78012	34,33509	5,122	35,3418	0,57	19,571	10,35	53,0127	30,217239	13,12	150,159

(Annexe D)

a= 0,2 tangø= 0,57
R 36,05
C= 6,9
γ¹ 1,72
γ² 2,05
r 13,12

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal (aval)

K_{ss}=1,801
K_{as}=1,143

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	2,56	1,81	0	-0,2	0,9798	8,9892	-1,797837	8,8075656	2,344	10,1964	0,57	5,020312	1,81	4,24264	2,4183048	13,12	23,5876
-1	3,6	3,62	0,2	-0,1	0,99499	27,917	-2,791728	27,777343	5,1954	22,6	0,57	15,83309	3,82	19,8464	11,312464	13,12	73,2549
0	3,6	5,05	0,46	0	1	41,33	0	41,33016	5,7224	24,8924	0,57	23,55819	5,51	31,5304	17,9723417	13,12	108,45
1	3,6	5,34	1,47	0,1	0,99499	56,663	5,666328	56,379252	5,7513	25,0182	0,57	32,13617	6,81	39,1664	22,3248212	13,12	148,684
2	3,6	6,87	0,88	0,2	0,9798	59,575	11,914992	58,371301	5,8406	25,4066	0,57	33,27164	7,75	45,2647	25,8008505	13,12	156,325
3	3,6	8,3	0	0,3	0,95394	57,967	17,39016	55,297184	5,9992	26,0965	0,57	31,5194	8,3	49,7934	28,3822152	13,12	152,106
4	3,6	8,46	0	0,4	0,91652	59,085	23,633856	54,151967	6,2448	27,1649	0,57	30,86662	8,46	52,831	30,1136746	13,12	155,038
5	3,6	8,15	0	0,5	0,86603	56,92	28,4598	49,29382	6,6102	28,7544	0,57	28,09748	8,15	53,8731	30,7076841	13,12	149,357
6	3,6	7,24	0	0,6	0,8	50,564	30,338496	40,451328	7,1588	31,1408	0,57	23,05726	7,24	51,8297	29,5429358	13,12	132,68
7	3,6	5,63	0	0,7	0,71414	39,32	27,523944	28,080039	6,1238	26,6385	0,57	16,00562	5,63	34,477	19,6518866	13,12	103,175
8	2,55	3,01	0	0,8	0,6	14,89	11,912376	8,934282	5,3632	23,3299	0,57	5,092541	3,01	16,1432	9,20164224	13,12	39,0726

(Annexe D)

a= 0,2 tangø= 0,57
R 33,75 r 15
C= 6,9
 γ^1 1,72
 γ^2 2,05
 γ^3 1,94

Stabilité pour le cas de vidange rapide (amont)

Kss=3,574
Kas=1,556

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	3,4	2,31	0	-0,3	0,95394	16,101	-4,83021	15,359089	7,4535	51,4292	0,57	8,754681	2,31	17,2176	9,81402345	15	48,3021
-2	3,37	4,26	0	-0,2	0,9798	29,43	-5,886042	28,835599	7,3504	50,7178	0,57	16,43629	4,26	31,3127	17,8482413	15	88,2906
-1	3,37	5,77	0	-0,1	0,99499	39,862	-3,986205	39,662234	7,3659	50,8247	0,57	22,60747	5,77	42,5012	24,2257085	15	119,586
0	3,37	7,08	0	0	1	48,912	0	48,91218	7,6098	52,5076	0,57	27,87994	7,08	53,8774	30,7101089	15	146,737
1	3,37	7,87	0	0,1	0,99499	54,37	5,4369895	54,097362	7,9667	54,9702	0,57	30,8355	7,87	62,6979	35,7378195	15	163,11
2	3,37	8,45	0	0,2	0,9798	58,377	11,675365	57,197374	8,4034	57,9835	0,57	32,6025	8,45	71,0087	40,4749761	15	175,13
3	3,37	8,72	0	0,3	0,95394	60,242	18,072636	57,46732	9,0707	62,5878	0,57	32,75637	8,72	79,0965	45,0850073	15	180,726
4	3,37	8,85	0	0,4	0,91652	61,14	24,45609	56,035942	10,164	70,1323	0,57	31,94049	8,85	89,9523	51,2728025	15	183,421
5	3,37	7,98	0	0,5	0,86603	55,13	27,564915	47,743833	7,0164	48,4132	0,57	27,21398	7,98	55,9909	31,914797	15	165,389
6	3,37	6,91	0	0,6	0,8	47,738	28,642641	38,190188	6,8854	47,5093	0,57	21,76841	6,91	47,5781	27,119525	15	143,213
7	3,37	1,85	3,26	0,7	0,71414	56,616	39,630964	40,431671	6,5248	45,0211	0,57	23,04605	5,11	33,3417	19,004785	15	169,847
8	2,01	0,04	2,46	0,8	0,6	19,894	15,915019	11,936264	5,3246	36,7397	0,57	6,803671	2,5	13,3115	7,587555	15	59,6813

(Annexe D)

a= 0,2 tangø= 0,57
R 32,89 r 15
C= 6,9
γ1 1,72
γ2 2,05
γ3 1,94

Stabilité pour le cas de vidange rapide(amont)

Kss=2,886

Kas=1,411

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-6	1,26	1,56	0	-0,6	0,8	4,0295	-2,417688	3,223584	7,1783	3,2721	0,57	1,837443	1,56	11,1981	6,38294436	15	12,0884
-5	3,28	4,9	0	-0,5	0,86603	32,948	-16,4738	28,533459	7,0684	48,772	0,57	16,26407	4,9	34,6352	19,7420412	15	98,8428
-4	3,28	7,72	0	-0,4	0,91652	51,909	-20,76371	47,575641	7,0229	48,458	0,57	27,11812	7,72	54,2168	30,9035692	15	155,728
-3	3,28	10,05	0	-0,3	0,95394	67,576	-20,27286	64,463586	7,0684	48,772	0,57	36,74424	10,05	71,0374	40,4913294	15	202,729
-2	3,28	12,1	0	-0,2	0,9798	81,36	-16,27208	79,716586	7,1783	49,5303	0,57	45,43845	12,1	86,8574	49,5087351	15	244,081
-1	3,28	13,68	0	-0,1	0,99499	91,984	-9,198432	91,523243	7,3735	50,8772	0,57	52,16825	13,68	100,869	57,4956036	15	275,953
0	3,28	14,46	0	0	1	97,229	0	97,22904	7,6758	52,963	0,57	55,42055	14,46	110,992	63,2654788	15	291,687
1	3,28	15,89	0	0,1	0,99499	106,84	10,684436	106,3088	8,1257	56,0673	0,57	60,59601	15,89	129,117	73,5969026	15	320,533
2	3,28	16,43	0	0,2	0,9798	110,48	22,095064	108,24327	8,8015	60,7304	0,57	61,69866	16,43	144,609	82,4269277	15	331,426
3	3,28	16,7	0	0,3	0,95394	112,29	33,68724	107,1186	9,8729	68,123	0,57	61,0576	16,7	164,877	93,9801351	15	336,872
4	3,28	16,53	0	0,4	0,91652	111,15	44,459088	101,86857	11,799	81,4145	0,57	58,06508	16,53	195,041	111,173242	15	333,443
5	3,28	15,96	0	0,5	0,86603	107,32	53,65752	92,937551	3,2721	22,5775	0,57	52,9744	15,96	52,2227	29,7669481	15	321,945
6	3,28	14,87	0	0,6	0,8	99,986	59,991528	79,988704	3,2721	22,5775	0,57	45,59356	14,87	48,6561	27,7339924	15	299,958
7	3,28	13,11	0	0,7	0,71414	88,152	61,706148	62,952863	3,2659	22,5347	0,57	35,88313	13,11	42,8159	24,4050909	15	264,455
8	3,28	10,41	0	0,8	0,6	69,997	55,997472	41,998104	3,2721	22,5775	0,57	23,93892	10,41	34,0626	19,4156598	15	209,991
9	2,3	1,34	5,77	0,9	0,43589	28,809	25,927785	12,557399	3,2721	22,5775	0,57	7,157718	6,11	19,9925	11,3957427	15	86,426

(Annexe D)

a= 0,2 tangø= 0,57
R 38,70 r 15
C= 6,9
γ₁ 1,72
γ₂ 2,05
γ₃ 1,94

Stabilité pour le cas de vidange rapide (amont)

K_{ss}=2,824

K_{as}=1,501

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	3,66	1,86	0,49	-0,3	0,95394	21,111	-6,333374	20,138845	2,3786	16,4123	0,57	11,47914	2,35	5,58971	3,1861347	15	63,3337
-2	3,87	3,21	1,41	-0,2	0,9798	47,239	-9,447754	46,284351	7,9444	54,8164	0,57	26,38208	4,62	36,7031	20,920783	15	141,716
-1	3,87	4,42	2	-0,1	0,99499	65,949	-6,594867	65,618098	7,8226	53,9759	0,57	37,40232	6,42	50,2211	28,6260224	15	197,846
0	3,87	5,67	2,19	0	1	78,799	0	78,799392	7,779	53,6751	0,57	44,91565	7,86	61,1429	34,8514758	15	236,398
1	3,87	6,91	1,97	0,1	0,99499	85,161	8,5160511	84,733639	7,8269	54,0056	0,57	48,29817	8,87	69,4246	39,5720237	15	255,482
2	3,87	8,12	1,43	0,2	0,9798	86,501	17,300216	84,753402	7,9444	54,8164	0,57	48,30944	9,55	75,869	43,2453414	15	259,503
3	3,87	9,35	0,45	0,3	0,95394	81,127	24,338043	77,390044	8,1608	56,3095	0,57	44,11233	9,8	79,9758	45,5862288	15	243,38
4	3,87	9,6	0	0,4	0,91652	76,162	30,46464	69,803259	8,496	58,6224	0,57	39,78786	9,6	81,5616	46,490112	15	228,485
5	3,87	8,9	0	0,5	0,86603	70,608	35,304075	61,148452	8,9948	62,0641	0,57	34,85462	8,9	80,0537	45,6306204	15	211,824
6	3,87	7,61	0	0,6	0,8	60,374	36,224361	48,299148	9,6393	66,5112	0,57	27,53051	7,61	73,3551	41,8123916	15	181,122
7	3,87	5,67	0	0,7	0,71414	44,983	31,488062	32,124248	11,039	76,1663	0,57	18,31082	5,67	62,5889	35,6756513	15	134,949
8	2,2	2,42	0	0,8	0,6	10,914	8,73136	6,54852	11,665	80,4857	0,57	3,732656	2,42	28,2283	16,0901492	15	32,7426

(Annexe E)

Annexe D.1: Volume des matériaux (la digue).

La coupe	Terre végétale	Argile	Clé d'ancrage	Terre végétale	Argile	Clé d'ancrage	di (m)	Terre vegetal	Argile	Clé d'ancrage
	Si (m²)	Si (m³)	Si (m³)	Smo _y (m²)	Smo _y (m²)	Smo _y (m²)		Vi (m³)	Vi (m³)	Vi (m³)
0	0	0	0	5,595	84,415	0	11,9	66,58	1004,53	0
I-I	11,19	168,83	0	12,985	291,905	22,51	20	259,7	5838,1	450,2
II-II	25,97	583,81	45,02	22,11	307,72	28,72	20	442,2	6154,4	574,4
III-III	44,22	615,44	57,44	14	309,6	32,125	20	280	6192	642,5
IV-IV	28	619,2	64,25	11,455	295,145	54,215	20	229,1	5902,9	1084,3
V-V	22,91	590,29	108,43	14,935	112,355	0	10	149,35	1123,55	0
VI-VI	29,87	224,71	0	0	0	0	8,71	0	0	0
VII-VII	0	0	0							
Volume total								1426,9305	26215,489	2751,4

(Annexe E)

Annexe D.2: Volume des matériaux de protection amont et aval.

N°	Protection amont			Protection aval	Protection amont			Protection aval	di (m)	Protection amont			Protection aval
	Enrochement	Gravier	Sable	Pierre	Enrochement	Gravier	Sable	Pierre		Enrochement	Gravier	Sable	Pierre
	Si (m²)	Si (m²)	Si(m²)	Si (In²))	Smoy (m²)	Smoy(m²)	Smoy(m²)	Smoy (m²)		Vi (m³)	Vi (m³)	Vi (m³)	Vi (m³)
0	0	0	0	0	2,98	1,63	1,745	4,17	11,9	35,462	19,397	20,7655	49,623
I-I	5,96	3,26	3,49	8,34	4,88	2,585	2,47	5,415	20	97,6	51,7	49,4	108,3
II-II	9,76	5,17	4,94	10,83	5,49	3,025	3,225	5,415	20	109,8	60,5	64,5	108,3
III-III	10,98	6,05	6,45	10,83	5,55	3,08	3,415	5,415	20	111	61,6	68,3	108,3
IV-IV	11,1	6,16	6,83	10,83	6,37	3,685	4,05	5,415	20	127,4	73,7	81	108,3
V-V	12,74	7,37	8,1	10,83	3,765	2	2,205	4,325	10	37,65	20	22,05	43,25
VI-VI	7,53	4	4,41	8,65	0	0	0	0	8,71	0	0	0	0
VII-VII	0	0	0	0									
Volume total										518,912	286,897	306,0155	526,073

(Annexe E)

Annexe D.3: Volume des matériaux (prisme et filtres).

N°	Enrochement	Gravier	Sable	Enrochement	Gravier	Sable	di (m)	Enrochement	Gravier	Sable
	Si (m²)	Si (m²)	Si (m²)	Smoy (m²)	Smoy (m²)	Smoy(m²)		Vi (m³)	Vi (m³)	Vi (m³)
0	0	0	0	0	0	0	11,9	0	0	0
I-I	0	0	0	10,7	5,59	5,725	20	214	111,8	114,5
II-II	21,4	11,18	11,45	10,7	5,59	5,725	20	214	111,8	114,5
III-III	21,4	11,18	11,45	10,7	5,59	5,725	20	214	111,8	114,5
IV-IV	21,4	11,18	11,45	0,35	0,085	0,105	20	7	1,7	2,1
V-V	0,7	0,17	0,21	0	0	0	10	0	0	0
VI-VI	0	0	0	0	0	0	8,71	0	0	0
VII-VII	0	0	0							
Volume total								649	337,1	345,6

Annexe D.4: Volume des matériaux de protection de la crête.

Bitumé	Gravier	Sable	di (m)	Bitumé	Gravier	Sable
Si (m²)	Si (m²)	Si (m²)		Vi (m³)	Vi (m³)	Vi (m³)
1,2	1,13	1,13	110,62	286,7025	125	125

(Annexe E)

AnnexeD.5: volume des travaux de l'évacuateur des crues.

N° de la coupe	Surface (m²)					Surface moyenne (m²)					di (m)	Volume des matériaux (m³)				
	Déblai	Remblai	Béton armé	Béton propre	Enrochement	Déblai	Remblai	Béton armé	Béton propre	Enrochement		Déblai	Remblai	Béton armé	Béton propre	Enrochement
1-1	32,15	0	0	0	2,37	0	0	0	0	1,185	3	0	0	0	0	3,555
2-2	42,11	20,73	2,81	1,03	0	37,13	17,79	2,81	1,03	0	17	631,2	302,43	47,77	17,51	0,00
3-3	32,44	14,85	2,81	1,03	0	16,22	10,72	6,56	1,03	0	29	470,4	310,9	190,2	29,87	0,00
4-4	66,55	6,59	10,31	1,03	0	33,27	7,93	6,56	1,03	0	2,7	89,84	21,41	17,71	2,78	0,00
5-5	55,76	9,27	2,81	1,03	0	27,88	10,125	2,81	1,03	0	10	278,8	101,3	28,10	10,30	0,00
6-6	48,2	10,98	2,81	1,03	0	24,1	21,87	2,81	1,03	0	5,16	124,4	112,8	14,50	5,31	0,00
7-7	33,23	32,76	2,81	1,03	0	16,61	20,325	2,04	0,73	0	15	249,2	304,9	30,60	10,95	0,00
8-8	3,15	7,89	1,27	0,43	0	1,575	4,555	1,205	0,43	0	30	47,25	136,7	36,15	12,90	0,00
9-9	10,82	1,22	1,14	0,43	0	5,41	4,09	1,43	0,43	0	9,31	50,37	38,08	13,31	4,00	0,00
10-10	13,3	6,96	1,72	0,43	0	6,65	8,53	1,945	0,53	0	10	66,50	85,30	19,45	5,30	0,00
11-11	2,73	10,1	2,17	0,63	0	1,365	5,91	1,085	0,315	0,75	4,71	6,43	27,84	5,11	1,48	3,53
12-12	2,26	1,72	0	0	1,5	Volume de travaux de EC						2014,4	1441,6	402,9	100,4	7,09

(Annexe E)

Annexe D.6: volumes des travaux de la vidange et prise d'eau.

N°	Surface (m2)				Surface moyenne (m2)				di (m)	Volume des matériaux (m3)			
	Déblai	Remblai	Béton armé	Béton propreté	Déblai	Remblai	Béton armé	Béton propreté		Déblai	Remblai	Béton armé	Béton propreté
1-1	0,07	0	0,21	0,07	0,035	1,3	0,21	0,07	20	0,7	26	4,2	1,4
2-2	0	2,6	0,21	0,07									
					0	3,075	0,21	0,07	20	0	61,5	4,2	1,4
3-3	0	6,15	0,21	0,07	1	0	0,21	0,07	20	20	0	4,2	1,4
4-4	2	0	0,21	0,07									
					0,125	0	0,21	0,07	20	2,5	0	4,2	1,4
5-5	0,25	0	0,21	0,07	0,86	0	0,21	0,07	20	17,2	0	4,2	1,4
6-6	1,72	0	0,21	0,07									
					0,035	0	0,21	0,07	12,8	0,448	0	2,688	0,896
7-7	0,07	0	0,21	0,7									
Volume total des maténaux										40,848	87,5	23,688	7,896

