

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 Hydrotechnique

THEME :

**ETUDE DE LA RETENUE COLLINAIRE OUANGHAL
COMMUNE DE CHECHAR (W.KHENCHELA)**

Présenté par :

M^r BENTAHAR ABOUBAKR

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r M.K.MIHOUBI	MC.A	Président
M^r A.HEBBOUCHE	MA.A	Examineur
M^{me} N.HADJ SADOK	MA.A	Examinatrice
M^r M.D.BENSALAH	MA.A	Examineur
M^r M.BOUKHELIFA	MA.B	Examineur
M^{me} HARKAT.S	MA.B	Promotrice

Septembre-2013

Dédicace

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

A mes chers parents qui ont toute la faveur dans ma vie et de ce que je suis devenu que dieu les protège, joie de ma vie.

A mes frères Ali ,Azzedine, Hamid, Yassine, Nasro, Mouhamed

A mes sœur Siham, Tassadit, Leyla

A les petits Sami, Aymen, Firas, Belkacem, Fadi, Iyad, Ahlam,

A toute la famille BENTAHAR

A ma promotrice Mm Sadoune née Harkat.S qui a joué un rôle très important dans ce travail, sans elle je n'aurai pu le faire.

A tous mes amis et particulièrement Rahim, rezki, Samir, johan, Ilyas , Said, Mouhamed, Nono, Deba , Hamoudi , Akşel

A toute ma promotion de l'ENSH.

Remerciements

Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à M^{me} SADOUNE née HARKAT.S. (Ma promotrice) pour m'avoir aidé et dirigé afin de terminer cette étude.

Toutes mes gratitudes envers mes parents qui m'ont toujours soutenu tout le long de mon parcours de vie, mon père qui a tant sacrifié le tout pour que j'arrive à ce que je suis, ma mère qui m'a toujours soutenu sous ses ailes au temps difficiles, sans oublier mes frères et tous mes amis de plus proches au lointains.

Je tiens à remercier également le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Mes remerciements vont aussi à tout le personnel de la direction de l'Hydraulique de la wilaya de KHENCHÉLA qui m'ont fourni les données nécessaires afin de réaliser cette étude.

Son oublier l'ensemble de mes enseignants durant tout mon parcours d'étude.

BOB

بسم الله الرحمن الرحيم

"و جعلنا من الماء كل شيء حيا"

ملخص:

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

Résumé :

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

Summary:

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

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE.....	01
----------------------------	----

Chapitre I : ETUDE TOPOGRAPHIQUE

Introduction:.....	02
I.I.1 Situation géographique :.....	02
I.I.2 Choix du site de la retenue collinaire :.....	02
I.I-3 Caractéristiques du site choisi :.....	03

Chapitre II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Introduction:.....	05
II.géologie :.....	05
II.1. description générale :.....	05
II.1.2. Géologie du bassin versant:.....	06
II.1.3. Géologie de la zone d'emprise de la digue :.....	07
II.2. Hydrogéologique:.....	08
II.2.1. Les roches de bassin versant :.....	08
II.2.2 Hydrogéologie de la cuvette :.....	08
a- Perméabilité :.....	08
b- Etanchéité :.....	08
c-stabilité des versants de la cuvette.....	09
II.3 Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise de la digue :.....	09
a- Perméabilité :.....	09
b-Etanchéité :.....	09
c-fondation de la digue et ses ouvrages annexes.....	09
II.3. géotechnique:.....	10
II.3.1. Prospection géotechnique de terrain :.....	10
II.3.2. Prospection géotechnique de laboratoire :.....	10
II.3.2. Nombre des essais:.....	10
a-: Essais physiques d'identification et de classification	10
b- Essais mécaniques :.....	10
1-compression a l'oedomètre.....	10
2- Cisaillement rectiligne à la boîte type UU	11
3- Compactage selon proctor normal	11
c- Analyse chimique du sol.....	11

II.3.3. résultats des données géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétation...	11
II.3.3.1 Terrain d'assise et de fondation de la digue :.....	11
a-Alluvions récentes et actuelles de basse et haute terrasses:	11
1- Essais physiques d'identification et de classification :.....	11
2- Chimie de sol :.....	11
b- Les Argiles noires limoneuses :.....	12
1- Essais physiques d'identification et de classification :.....	12
2- Chimie de sol :.....	12
c- Les Marnes verdâtres :	12
1- Essais physiques d'identification et de classification :.....	12
2- Essais mécaniques:.....	13
3- Chimie de sol :.....	13
d- Les Limons à cailloux:.....	13
1- Essais physiques d'identification et de classification :.....	13
2- Essais mécaniques:.....	13
3- Chimie du sol:.....	14
e- Remblais d'ancienne digue:.....	14
1- Essais physiques d'identification et de classification :.....	14
2- Chimie de sol :.....	14
Conclusion :	15
II.4 Séismicité de site :.....	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
A- Les caractéristiques géométriques :.....	17
B- Caractéristiques hydro morphologiques :.....	17
1. Indice de forme :.....	17
2. Coefficient d'allongement :.....	17
3. Rectangle équivalent :.....	19
C- Le relief :.....	19
1.Courbe et répartition hypsométrique :	19

2. Altitude moyenne du bassin versant:.....	20
3. les indices :.....	20
3.1 indices de pente :.....	20
✓ Indice de pente de Roche I_p :.....	20
✓ Indice de pente globale I_g : (P.Dubreuil, 1974).....	21
✓ Indice de pente moyenne du bassin versant I_m :.....	21
D. Caractéristiques physiographiques :	21
1) Densité de drainage D_d :.....	21
2) Densité du thalweg élémentaire:	21
3) Coefficient de torrentialité :.....	22
4) Temps de concentration du bassin versant t_c :.....	22
• Formule de GIANDOTTI :	22
■ Formule de KIRPICH :	22
5) Vitesse de ruissellement :.....	22
III.1.3. Caractéristiques climatiques du bassin versant :.....	24
III.1.3.1. Température :	24
III.1.3.2. répartition mensuelle du vent :.....	24
III.1.3.3. L'évaporation :.....	24
III.1.3.4. Pluviométrie:.....	25
III.2. Précipitations maximales journalières :.....	25
III.2.1 Choix de la loi d'ajustement :.....	26
III.2.1.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GAUSS :.....	26
III.2.1.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :.....	28
III.2.1.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON :.....	31
III.2.1.4 Comparaison entre les lois de Gumbel et Galton :	33
III.2.2 La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs Intensités :	33
III.3. Etudes des apports :.....	36
III.3.1. Estimation de l'apport moyen annuel (A_0) :.....	36
a) Formule de l'A.N.R.H :.....	36
b) Formule de Derie II :.....	36
c) Formule de COUTAGNE:.....	36
d) Formule de SAMIE :.....	36
III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement :.....	36
a) Module de l'écoulement :.....	36

b) Module de l'écoulement relatif :	36
c) Lamme d'eau écoulee :	37
d) Coefficient de l'écoulement:	37
III.3.3 Coefficient de variation :	37
1. Formule de SOKOLOVSKY :	37
2. Formule de OURKGUIPROVODKHOZ:	37
3. Formule de L'ANTONOV :	37
4. Formule de KRISTEKLY MENKEL:	37
5. Formule Algérienne de N.N PADOUM:	37
III.4. Irrégularité des apports :	37
III.4.1 Estimation fréquentielle des apports :	37
III.4.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel:	38
III.5. Etude des crues:	38
III.5.1. Formules empiriques pour la détermination de la crue:	38
1. Formule de MALLET-GAUTHIER :	38
2. Formule de SOKOLOVSKY :	39
3. Formule de POSSENTI:	40
4. Formule de TURRAZA:	40
III.5.2. Hydrogramme de crue:	41
III.5.3. Estimation de la crue de projet:	43
III.5.4. Apport solide et Estimation de volume mort :	46
III.5.5 Formules empiriques :	47
a) Formule de TIXERONT:	47
b) Formule de Fournier :	47
III.5.6. Calcul du volume mort :	48
1. Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple) :	48
2. Formule de TIXERONT :	48
III.6. Régularisation :	49
III.6.1. Détermination de la garantie de la restitution :	49
III.6.2. Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ (Hm^3):	50
III.6.3. Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface » :	50
III.6.4. Calcul du volume utile :	52
III.6.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes:	52
III.6.4.2 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :	52
A) Estimation de l'erreur :	53

III.7.Laminage des crues :	54
III.7.1.1e procédés de calcul :	54
A) Méthode de KOTCHERINE :	54
A.1) Estimation du débit de crue laminée :	54
A.2) Estimation de la charge au dessus du déversoir :	55
Conclusion :	58

Chapitre IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

IV. Etude des variantes:	59
IV-1 Le choix du site du barrage :	59
IV-2 Le choix du type de barrage :	59
➤ La topographie du site:	59
➤ La morphologie de la vallée :	60
➤ Les conditions géologiques et géotechniques :	60
➤ Les matériaux de construction :	60
IV-3 Les variantes à choisir :	60
✖ Le barrage en terre homogène.	60
✖ Le barrage zoné.	61
✖ Barrage en enrochement avec masque en béton :	61
IV.4 Le volume du corps du barrage:	61
IV.4.1 Variantes de la digue:	62
• Conclusion:	63

Chapitre V : ETUDE DETALLEE DE LA VARIANTE CHOISIE

Introduction :	64
V.1 Classification de l'ouvrage :	64
V.2 Définition de profil général de la retenue :	64
V.2.1. Hauteur de barrage :	64
I- Calcul de la revanche :	64
a) Formule de STEVENSON GAILLARD :	64
b) Formule de MALLET et PAQUANT :	65
c) Formule Simplifiée :	65
2-Calcul le tassement du retenue :	65
V.2.2. La largeur en crête :	66
1) Formule de KNAPEN T :	66

2) Formule de E- F-PREECE :	66
3) Formule Anonyme (simplifiée) :	66
4) Formule pratique :	66
V.2.3.La longueur en crête :	66
V.2.4.Les bermes	67
a-Talus amont :	67
b-Talus aval :	67
V.2.5 Pentes des talus :	67
V.2.6 Protection de la Crête :	68
V.2.7 Protection des talus :	68
✕ le talus aval :	68
✕ talus en amont.	68
V.3. Drainages :	71
V.3.1. Prisme de drainage :	71
♦ Dimensionnement du prisme aval :	71
✓ Fruits des talus :	71
✓ la hauteur du drain :	71
✓ la largeur en sommet :	71
✓ largeur en base du drain :	71
V.4. la clé d'étanchéité :	72
V.5. Les hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre :	72
V.5.1.Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite) :	74
V.5.2. Calcul des fuites à travers la fondation :	74
V.5.3.Calcul des filtres (annexes):	75
V.5.3.1 Règles des filtres :	75
V.5.3.2 Détermination de la courbe granulométrique des filtres :	76
✓ Filtre N°1 :	77
♦ Vérification de l'absence de RENARD dans le sol des filtres :	77
♦ Vérification de La condition de TURZAGUI (zone de transition) :	77
✓ Filtre N° 2 :	77
♦ Vérification de l'absence de RENARD dans le sol des filtres :	77
♦ Vérification de La condition de TURZAGUI (zone de transition) :	77
V.6 Calcul de stabilité :	78
V.6.1. Introduction:	78

V.6.2 Principe de la méthode :	78
a). Vidange rapide (talus amont).....	79
b). Fin de construction (talus aval).....	80
c). Retenue normale (talus amont et aval) :	81

Chapitre VI : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

::Introduction :	83
VI.1. Classification des ouvrages annexes :	83
a- D'après la fonction de l'ouvrage :	83
b- Suivant la disposition par rapport au lit de la rivière :	84
c- Selon les particularités constructives de la section transversale :	84
d- En présence ou non de vannes de commande :	84
e- D'après la grandeur de la charge statique effective maximale :	85
VI.1.1.choix de l'évacuateur de crue :	85
VI.2.But :	85
VI.2.1 Caractéristiques de l'évacuateur de crue :	85
VI.2.2 Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crue :	86
VI.2.2.1 canal d'approche :	86
VI.2.2.2. Le déversoir :	87
VI.2.2.3 Chenal d'écoulement :	88
VI.2.2.4 Le convergent :	89
VI.2.2.5 Le coursier :	89
VI.2.2.6 Dissipateur d'énergie :	92
♦ Dimensionnement du bassin :	93
VI.2.2.7 Canal de restitution :	94
VI.2.3 Conception de l'évacuateur de crues :	95
VI.2.3.1 Hauteur des murs bajoyers :	95
VI.2.3.2 Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :	97
VI.3. L'ouvrages de prise d'eau :	97
VI.4.La vidange :	97
Conclusion :	98

Chapitre VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction :	99
VII.1 Instalation du chantier :	99

VII.1.1. Installations destinées au personnel :	99
VII.1.2. Installations destinées au stockage des matériaux :	99
VII.1.3. Installations destinées à la réparation des engins :	100
VII.1.4. Installation destinée pour la préfabrication :	100
VII.2. ordre d'exécution des travaux :	100
VII.3. succession des opérations du chantier :	100
VII.3.1. travaux préparatoires :	100
VII.3.2. exécution de l'ouvrage :	100
VII.4. besoins mécaniques des principaux travaux :	101
VII.4.1 travaux de terrassement :	101
VII.4.2. excavation de la fouille :	101
VII.4.3. exécution de la digue :	101
a-décapage de la couche végétale :	101
b-exécution de la fouille du noyau :	101
c-exécution du noyau de la digue :	101
VII.4.4. exécution de l'évacuateur de crues :	102
VII.5. rendement des différents engins :	102
a- engin de prélèvement :	102
b- engin de transport :	102
c- engin de nivellement :	103
d- engin de compactage :	103
VII.6. planification :	104
VII.6.1. définition :	104
VII.6.2 techniques de la planification :	104
VII.6.3. méthodes basées sur le réseau :	104
VII.6.3.1. définition du réseau:	104
VII.6.3.2. construction du réseau:	105
VII.6.3. 3. différentes méthodes basées sur le rése.	105
a- méthode c.p.m (méthode du chemin critique) :	105
b- méthode p.e.r.t (program evaluation and review technic):	105
c- méthode p.d.m (procedure diagram method):	105
VII.6.3.4. méthodes basées sur le graphique :	106
a- méthode linéaire (ligne of balance technic):	106

b- méthode à barres :	106
VII.6.3.5. les étapes de la planification :	106
a- collection des informations :	106
b- écomposition du projet :	106
c- relations entre les tâches :	106
VII.6.3.5.1. choix de la méthode de calcul:	106
a- les paramètres de la méthode C.P.M :	106
b- attribution des durées de chaque opération :	107
VII.7. les plannings :	108
a- plan de travail au plus tôt :	108
b- plan de travail au plus tard : (PTPP).....	108
c- plan de travail intermédiaire :	108
VII.8. délai de construction et programme des travaux:	108
VII.9. symboles des différentes opérations:	109
VII.10. détermination des chemins critiques :	111
VII.11. établissement de devis estimatif et quantitatif	113
conclusion :	117

Chapitre VIII: PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

Introduction :	118
VIII.1. Causes des accidents de travail :	118
VIII.1.1 : Causes humaines :	118
VIII.1.2 : Causes techniques :	118
VIII.2 : Conditions dangereuses dans le chantier :	118
VIII.3.Actions dangereuses :	119
VIII.4. Mesures préventives :	119
VIII.5. Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel :	119
VIII.5.1 .Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation :	120
VIII.5.2. Etude de dimensionnement du réseau de ventilation :	120
1. La méthode dynamique :	120
2. Méthode d'équi friction :	121
VIII.5.3 : Calcul du diamètre des canalisations :	121
Conclusion :	121

CONCLUSION GENERAL :	122
----------------------	-----

Liste des Tableaux

Tableau n°III.1	: Calcul des surfaces cumulées	20
Tableau n°III.2	: Caractéristiques physico-morphométriques du bassin versant.....	23
Tableau n° III.3	: Températures moyennes à Ktef Essouda (Source : O.N.M).....	24
Tableau n°III.4	: Vitesse moyenne du vent en m/s – Station de Kef Essouda	24
Tableau n°III.5	: Evaporation nette – Station de Foum El Gueiss	25
Tableau n° III.6	: Répartition mensuelle de la pluie annuelle	25
Tableau n°III.7	: Valeurs des pluies maximales journalières annuelles Station De Babar	25
Tableau n° III.8	: Caractéristiques de la série avec N=36ans	26
Tableau n°III.9	: résultat de l'ajustement a la loi de Gauss.....	27
Tableau n°III.10	: Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon :.....	27
Tableau n°III.11	: résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel.....	29
Tableau n°III.12	: Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	30
Tableau n°III.13	: résultat de l'ajustement a la loi de Galton.....	31
Tableau n°III.14	: Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	32
Tableau n°III.15	: Précipitations Journalières pour les différentes fréquences.....	33
Tableau n°III.16	: Intensité pour les différentes fréquences.....	34
Tableau n°III.17	: Récapitulatif des résultats.....	36
Tableau n°III.18	: calcul du coefficient de variation Cv.....	37
Tableau n°III.19	: Apports fréquentiels	38
Tableau n°III.20	: Répartition mensuelle des apports fréquentiels	38
Tableau n°III.21	: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER).....	39
Tableau n°III.22	: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY).....	39
Tableau n°III.23	: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de POSSENT).....	40
Tableau n°III.24	: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de T).....	40
Tableau n°III.25	: Débits fréquentielles pour construction l'hydrogrammes de crue.....	42
Tableau n°III 26	: Catégories des dommages résultant des crue.....	44
Tableau n°III.27	: Crue de projet recommandée.....	45
Tableau n°III.28	: Choix de la crue de projet.....	43

Tableau n°III.29 : Répartition mensuelle des besoins.....	49
Tableau n°III.30 : Répartition mensuelle des apports $A_{80\%}$	50
Tableau n°III.31 : Volumes des pertes dans la retenue	53
Tableau n°III.32 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherin.....	57
Tableau n°III.33 : les différents paramètres hydrologiques.....	58
Tableau n°III.01 : Etude comparative de différentes variantes	62
Tableau n°IV.01 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation	64
Tableau n°IV.02 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur en crête	66
Tableau n°IV.03 : Valeurs indicatives des pentes des talus	67
Tableau n°IV.04 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids	69
Tableau n°IV.05 : Résultats de calcul.	70
Tableau n°IV.06 : Coordonnées de la parabole de KOZENY.....	73
Tableau n°IV.07 : Le gradient d'infiltration critique.....	75
Tableau n°IV.08 : Le coefficient de sécurité en fonction de la classe de l'ouvrage	75
Tableau n°IV.09 : détermination des rayons max et min	79
Tableau n°IV.10 : les valeurs admissibles des coefficients de sécurité.....	79
Tableau n°IV.11 : Les caractéristiques géotechniques	81
Tableau n°IV.12 : coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement	82
Tableau n°V.01 : Les coordonnées du profil de déversoir	87
Tableau n°V.02 : Calcul de la ligne d'eau	91
Tableau n°V.03 : Ligne d'eau à pas d'espace de 10 m.....	91
Tableau n°VII.01 : symboles des opérations	109
Tableau n°VII.02 : Détermination des chemins critiques	111
Tableau n°VII.03 : programme des travaux pour la réalisation de la retenue collinaire.....	112
Tableau n°VII.04 : Cout d'installation de chantier :.....	113
Tableau n°VII.05 : Cout de terrassement :.....	113
Tableau n°VII.06 : Cout de remblai :.....	114
Tableau n°VII.07 : Cout de béton et béton armé :.....	115
Tableau n°VII.08 : Cout d'équipement hydromécanique :.....	116
Tableau n°VII.09 : Tableau Récapitulatif :.....	117
Tableau n°VIII.01 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations	121

Liste des Figures

Figure N°I.01: localisation du site de la future retenue collinaire ouanghal	03
Figure N°I.02 : Extrait de la carte d'état-major de TABERDGA N° 263 à l'échelle 1/50.000....	03
Figure N°II.04: carte géologique constantine nord Ech :1/500.000.....	05
Figure N°II.02 : réalisation des puits.....	06
Figure N°II.03 : puits réaliser dans le site de la future digue.....	06
Figure N°II.04: la zone d'emprise de la future digue.....	07
Figure N°II.05 : puits réaliser dans la zone d'emprise.....	08
Figure N°III.01: Plan altimétrique du bassin versant	18
Figure N°III.02: Le réseau hydrographique du bassin versant	18
Figure N°III.03: Courbe hypsométrique du bassin versant	20
Figure N°III.04: L'ajustement avec loi de Gauss	28
Figure N°III.05: l'ajustement avec loi de Gumbel	30
Figure N°III.06: l'ajustement avec loi de Galton	32
Figure N°III.07: Comparaison graphique entre les deux lois (Galton et Gumbel).....	33
FigureN°III.08 : Courbes des pluies à courte durée	35
Figure N°III.09 : Courbes des intensités fréquentielles	35
Figure N°III.10 : Hydrogrammes des crues pour différentes période de retour	42
Figure N°III.11: Hydrogramme de crue : $Q1\%=11.78\text{m}^3/\text{s}$	46
Figure N°III.12: Courbes Capacité-Surface-Hauteur	51
Figure N°III.13: COURBES $V=f(Q,q)$	56
Figure N°III.14: COURBES $H=f(Q,q)$	57
Figure N°VI.01 : Profil greaguer	88
Figure N°VI.02 : Ligne d'eau	92
Figure N°VI-01 : Réseau à nœuds	110

Liste des Planches

Titre de la Planche:

Plan d'aménagement	01
Profil en long de la digue.....	02
Profil en plan de l'évacuateur des crues	03
Coupes en travers de la digue	04
Coupe détaillée de la digue.....	05

Introduction générale:

La région méditerranéenne comme la plupart des pays sous-développés vivent une véritable crise de l'eau et notre pays n'échappe pas à cet aléa car, l'eau douce, ressource que nous pensons inépuisable est rare et souvent difficile à prélever, selon les plus récentes données, moins de 1 % de toute l'eau douce sur la planète est facilement accessible à l'être humain. Le manque d'eau est également lié à la croissance démographique et à la pollution ce qui est particulièrement le cas de l'Algérie.

Partant de ce constat, les autorités publiques réagissent. Cette volonté s'est manifestée au plan institutionnel, par la création d'un département ministériel à part entière en charge de cette ressource.

Les besoins en eau croissent avec l'augmentation des populations et celle du niveau de vie, et dans le cadre des opérations de sauvegarde des ressources en eau et la mobilisation des eaux de surface à travers la wilaya de Khenchela en vue de l'irrigation des aires agricoles limitrophes ; la direction hydraulique de la wilaya a proposé l'étude de quelques retenues collinaires à travers toute la wilaya.

Notre projet d'étude a pour but l'étude de faisabilité de la retenue collinaire d'oued Ouanghal qui est destiné à l'irrigation des terres agricole de cette région.

Introduction:

L'élaboration d'un projet d'une retenue collinaire passe nécessairement par des études préliminaires, à la base de la recherche et aux choix du site, à la bonne connaissance des conditions topographiques, géotechniques et hydrologique du site.

I.1 Situation Géographique :

Le site de la future retenue se trouve à environ 5 km au sud de la commune Babar et plus exactement à environ sept cent mètres à l'Est de la route nationale N°83 reliant cette dernière par la commune Khanguet Sidi Nadji (w.Biskra).

Les coordonnées de ce site sont les suivantes :

- $X = 901.65 \text{ km}$
- $Y = 210.50 \text{ km}$
- $Z = 1181.66 \text{ m, NGA}$

I.2 Choix du site de la retenue collinaire

Le but de cette étude est la recherche du site apte à la réalisation d'un ouvrage qui répond aux meilleures conditions technico-économiques.

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

Garantir la quantité d'eau qui sera piégée dans la retenue ;

Bonne Géologie pour l'emplacement de la digue et de la retenue ;

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

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

Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

L'aménagement du projet se situe dans la wilaya de KHENCHELA à environ 5 kilomètres du village de BABAR.

Pour le choix de l'axe de la digue, on a trois sites sont susceptibles d'être retenus, sur ces sites une petite étude de comparaison est nécessaire d'abord entre les volumes des cuvettes d'une part et les volumes qui peuvent être stockés et sur la base des conditions topographiques et géologiques pour déterminer le meilleur site du barrage, (Choix optimum) qui seront développés dans Le Chapitre V : Etude De Synthèse Des Variantes..

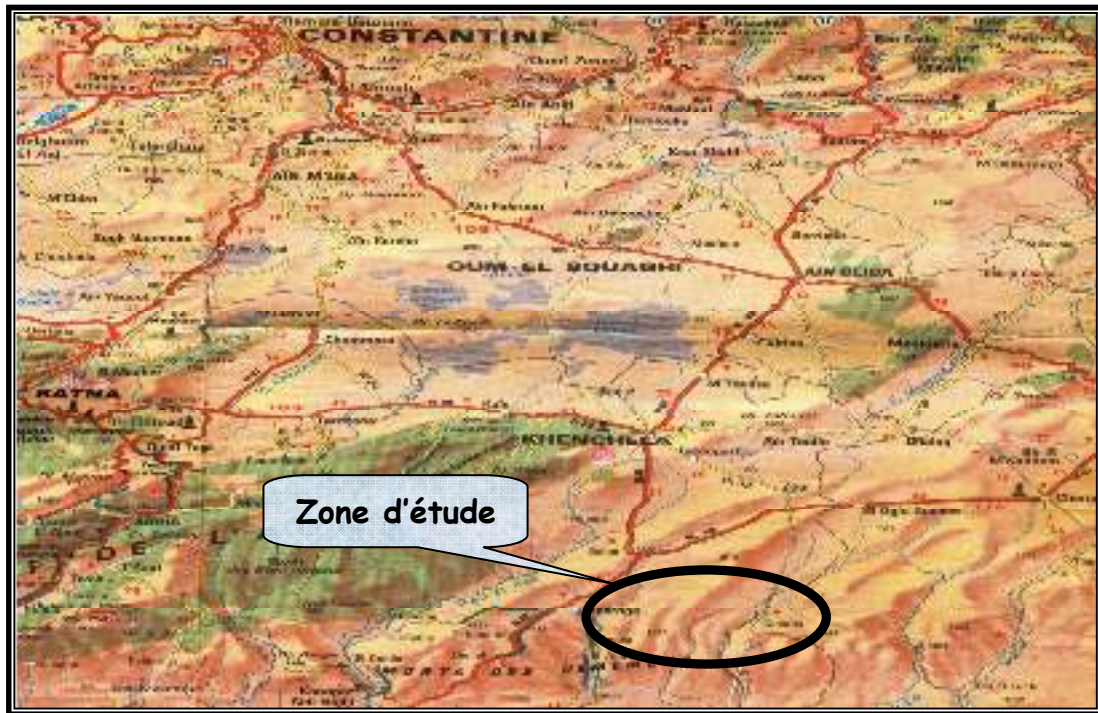


Figure I.01 : localisation du site de la future retenue collinaire sur OUED OUNGHAL.

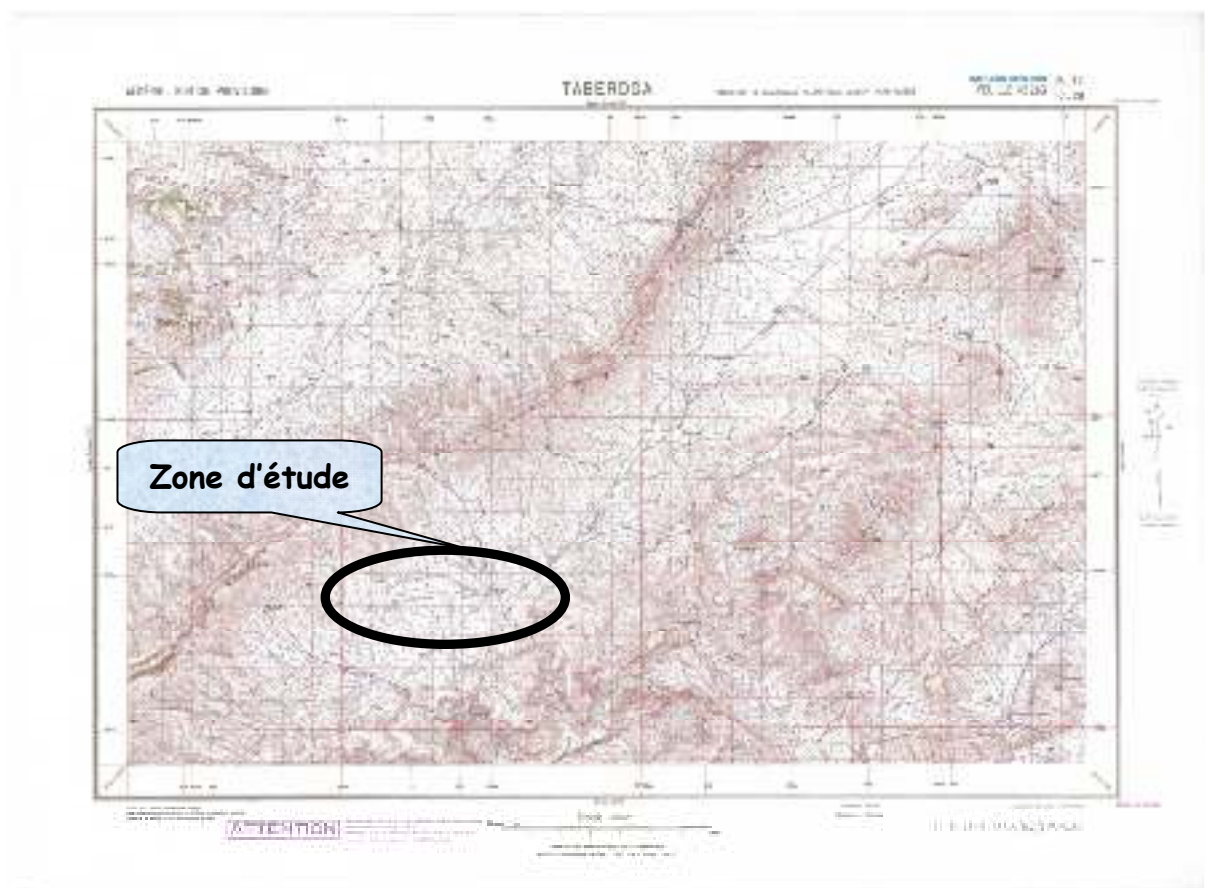


Figure I.02 : Extrait de la carte d'état major de TABERDGA Feuille n° 263 à l'échelle 1/50.000

I.3 Caractéristiques Du Site Choisi

Ce site couvre une superficie de 3 Km², le Bassin Versant de cette retenue fait partie du grand Bassin Versant « Chott Melrhir », il est localisé entre les coordonnées Lambert longitudinales (899.95 – 921.96) et les coordonnées Lambert méridiennes (210.37- 229.60), La côte la plus haute des lignes des crêtes limitant ce bassin versant est de 1618 m (N.G.A) à Touilet Blal au sud du bassin versant, tandis que la cote au niveau du site choisi est de 1180m (N.G.A).

Le bassin versant de la retenue collinaire Ouenghal se caractérise par un relief fort. il est limité à l'ouest et au nord par une série de lignes de crêtes constituée essentiellement par Kat Koudine, Dj.Tedelist, tandis que à l'Est :il est limité par Aouinet en Nessour, Kef A.Meslane, Touilet Blal,.....

La plus grande partie du bassin versant se situe entre 1180 et 1600m ; les chaînes de montagnes les plus escarpées s'élèvent jusqu'à 1600 m environ avec une cote extrême de 1618 m marquée au Nord-Ouest du bassin versant.

La délimitation du bassin versant est faite sur la base des cartes d'état-major à l'échelle 1/50.000 :

- Taberdga (feuille n° 263).
- babar (feuille n° 232) (annexe A)

Le chevelu hydrographique du bassin versant est très dense, formé essentiellement par Oued Ouenghal ; l'écoulement est généralement du nord vers le sud.

L'oued Ouenghal prend naissance au nord par les chaabats descendantes des djebels Bouzenndeg, Koudiat Koudine et djebel Tadelist ; vers l'Est et le sud par les chaabats descendantes des djebels Aouinet ennsour, Kef A.Mestane, Touilet Tracht et Touilet Blal ; Ce dernier se jet plus en aval dans l'oued Djerf et Tin.

Introduction :

L'étude géologique de chaque région se base essentiellement sur la documentation existante, et sur les visites effectuées sur terrain ; malheureusement la carte géologique de Taberdga n'existe plus, aussi la carte géologique de Khenchela à l'échelle 1/200.000 a été épuisée, et pour cela nous avons y recours à l'esquisse géologique de l'Algérie à l'échelle 1/500.000.

II.1 Géologie :[1]**II.1.1.Description Générale**

La majeure partie du bassin versant est occupée par de formations d'âge éocène moyen et inférieur. Le lutétien revêt divers aspects et il se montre quelques fois transgressif par rapport à l'éocène inférieur. Dans la région de Tébessa, les calcaires de l'éocène moyen renferment les espèces typiques (nummulites irrégularis,...) ; L'éocène inférieur est de composition lithologique assez uniforme, est généralement formé de très nombreux bancs, peu épais de calcaires marneux gris bleuâtres, à patine blanche ou légèrement ocreux aux affleurements, dans lesquels s'observent des niveaux de rognons siliceux bruns ou noirs, de forme variée, qui permettent de les distinguer de certains calcaires crétacés à inocérames dont l'aspect semblable.

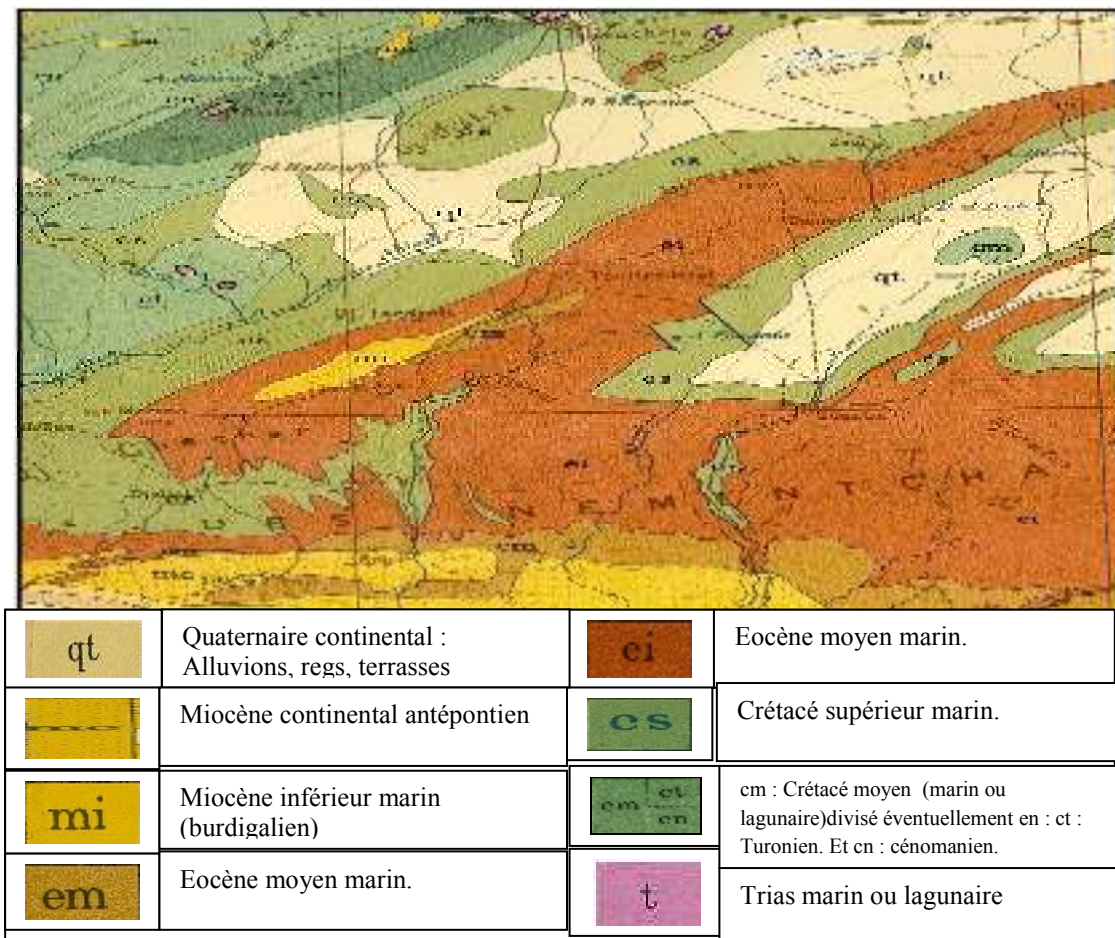


Figure II.01 : Carte géologique : Constantine nord (Ech : 1/500.000)

II.1.2 Le Site De La Retenue

II.1.2.1 Géologie du bassin versant :

Elle est basée sur les observations faites lors de la campagne de prospection géologique de terrain d'étude (levé géologique du site et son assiette et la description lithologique des formations rencontrées lors de l'exécution des puits). (Voir Figure N°02 et 03) :



Figure II. 02 : réalisation des puits

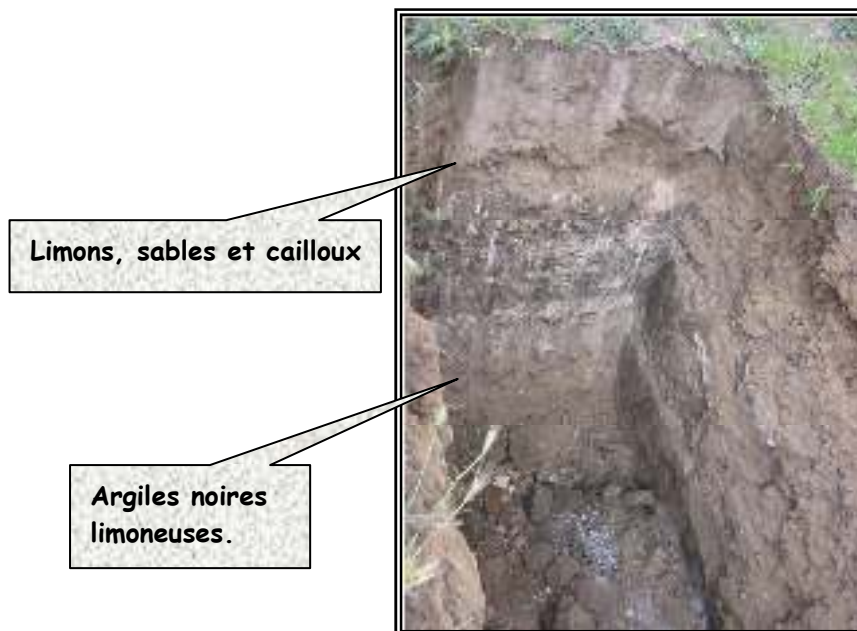


Figure II.03 : puits réalisés dans le site de la future digue

Sur la rive gauche de l'oued, il s'agit de calcaires constituant une masse bande de strates subhorizontales tout le long de l'oued. Sur la rive droite, il s'agit de formations récentes constituées par des alluvions de hautes terrasses, d'argiles noires limoneuses, limons et cailloux déposées sur l'éocène inférieur constitué par une intercalation de calcaires à silex, marnes et calcaires marneux.

II.1.2.2 Géologie de la zone d'emprise de la digue:

La campagne de prospection géologique sur site (réalisation des puits à l'aide d'une pelle mécanique) nous a permis de connaître la structure géologique à travers cette zone.

(Voir figure 04 et 05)



Figure II.04 : la zone d'emprise de la future digue

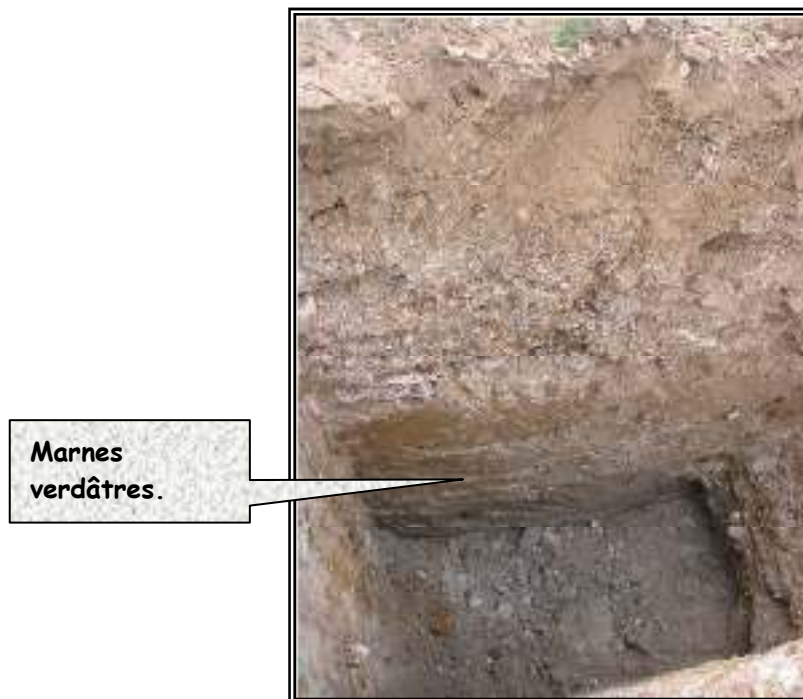


Figure II.05 : puits réalisé dans la zone d'emprise

Les fouilles réalisées dans la zone d'emprise de la future digue ont révélées l'existence des formations suivantes : une mince couche d'alluvions de haute terrasse constituée essentiellement de limons, sables et cailloux qui surmontent en succession : des argiles noires limoneuse, de marnes verdâtres, et à la base une série d'alternance de calcaires, calcaires-marneux et marnes. Tandis que la rive gauche est constituée essentiellement de calcaires massifs déposés en strates subhorizontales.

II.2 Hydrogéologie

II.2.1 Les Roches De Bassin Versant

Le bassin versant de cette retenue est constituée dans sa majeure partie par des calcaires et calcaires marneux, dans ce cas la récupération des eaux au niveau de la cuvette est moyenne.

II.2.2 Hydrogéologie de la cuvette :

a-Perméabilité:

Les alluvions de hautes terrasses constituées essentiellement de limons, sables, graviers, et peu de cailloux sont perméables.

b-étanchéité:

La présence d'argiles limoneuse au-dessous des alluvions, et de marnes en intercalation avec les calcaires, sur la rive droite de l'oued constituent un tapis étanche pour l'infiltration des eaux.

c-Stabilité des versants de la cuvette :

Pendant la reconnaissance géologique de terrain et principalement le levé géologique du site et sa retenue, aucun signe ou amorce de glissement de terrain qui peut influencer sur la retenue n'a été détecté.

II.2.3 Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise de la digue :**a-Perméabilité :**

- Les argiles noires déposées sur la rive droite de l'oued sont imperméables (10^{-10} cm/s).
- Les marnes verdâtres déposées au-dessous des argiles sont imperméables (10^{-7} à 10^{-9} cm/s).
- La perméabilité des calcaires est fonction de leur degré de fissuration.
- Les alluvions constituées de sables, graviers et limons comblant le fond de la vallée et une partie de la rive droite de l'oued sont perméables (10^{-1} à 10^{-3} cm/s).

b-Etanchéité :

Elle est garantie par le substratum rocheux constituant le lit d'oued, ainsi par les argiles noires et les marnes verdâtres déposées au-dessus, Alors que les pertes d'eau peuvent avoir lieu à travers la couche des alluvions de haute terrasse constituée essentiellement de limons, sables, graviers, et cailloux ; située au-dessus de la couche des argiles noires. A cet effet et pour une bonne stabilisation de la digue, cette dernière doit être ancrée de 01 à 03 mètres jusqu'au bed-rock rocheux et sain.

c-Fondation de la digue et ses ouvrages annexes :

- La future digue de la retenue collinaire **Ouenghal** doit être ancrée au fond de la vallée dans les calcaires massifs constituant le bed rock du lit d'oued.
- Sur la rive gauche de l'oued, la digue sera fondée sur les calcaires massifs.
- Sur la rive droite de l'oued, la digue sera fondée sur la série d'alternance de calcaires, marnes et calcaires marneux
- L'évacuateur de crue sera implanté sur la rive droite de l'oued, et sera fondé sur la série d'alternance de calcaires, marnes et calcaires marneux.

Conclusion :

Nous permettent de faire les conclusions suivantes :

Pour assurer une bonne étanchéité au niveau de l'axe de la digue et le prolongement du chemin des lignes de courant des eaux d'infiltration, on recommande la réalisation d'une clé d'ancrage de (02 à 03) mètres vers le fond du thalweg jusqu'au bed-rock

rocheux sain et imperméable.

Sur la rive droite de l'oued, la digue doit être ancrée dans la série d'alternance de calcaires, marnes et calcaires marneux.

Sur la rive gauche de l'oued, la digue doit être bien ancrée dans le rocher sains et imperméable.

Les matériaux argileux destinés à la confection de la digue seront exploités de la zone d'emprunt située à quelques mètres en aval de l'axe choisi pour l'emplacement de cette dernière.

II.3 Géotechnique

II.3.1 Prospection géotechnique de terrain :

Quatre puits (SPA1, SPA2, SPA3, SPA4) ont été exécutés dans la zone d'emprise de la digue de la future retenue collinaire, avec prélèvement d'échantillons de sol pour pouvoir évaluer leur qualité géo-mécanique et connaître la structure géologique en profondeur. Quelques puits ont été réalisés dans la zone d'emprunt destinée à la confection de la digue, avec prélèvement des échantillons de sol et les transmettre au laboratoire pour des essais géotechniques, afin d'évaluer sa quantité sa qualité.

II.3.2 Prospection géotechnique de laboratoire :

II.3.2.1 Nombre des essais :

a-Essais physiques d'identification et de classification :

- Teneur en eau naturelle (W_n).....05 essais.
- Densité sèche (γ_d).....03 essais.
- Degré de saturation (S_r).....03 essais.
- Limite de liquidité (W_l)..... 05 essais.
- Indice de plasticité (I_p)..... 05 essais.
- Granulométrie.....05 essais.
- Sédimentométrie.....05 essais.

b- Essais mécaniques :

1-Compression à l'oedomètre

- Compressibilité (P_c).....02 essais.
- Coefficient de tassement (C_t).....02 essais.
- Coefficient de gonflement (C_g).....02 essais.

- Perméabilité(k).....03 essais.

2-Cisaillement rectiligne à la boîte type UU :

- Cohésion (Cu)..... 03 essais.
- Angle de frottement (ϕ_u)03 essais.

3-Compactage selon proctor normal :

- Teneur en eau maximale (W_{max}).....02 essais.
- Densité sèche optimale ($\gamma_d opt$).....02 essais.

c-Analyse chimique du sol :

- Teneur en gypse.....05 essais.
- Teneur en carbonates.....05 essais.
- Teneur en insolubles.....05 essais.

II.3.3 résultats des données géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétation

II.3.3.1 Terrain d'assise et de fondation de la digue :

1-Alluvions récentes et actuelles de basse et haute terrasses:

Ces alluvions sont constituées essentiellement de limons, sables, cailloux, et peu de particules fines ; Constituant une mince couche sur la rive droite de l'oued; ces matériaux alluvionnaires se caractérisent par les propriétés géotechniques suivantes :

a-Essais physiques d'identification et de classification :

- Teneur en eau naturelle ($W\%$).....16.7%.
- % des éléments passant au tamis > 2mm.....99%.
- % des éléments passant au tamis 80 mm90%.
- % des éléments passant au tamis 1.0 μm 22%.
- Limite de liquidité (W_l).....44.788%.
- Limite de plasticité (W_p).....28.275%.
- Indice de plasticité (I_p)..... 16.913%.
- Perméabilité (k).....10-3m/s.

b-Chimie de sol :

- Teneur en carbonates ($Ca Co_3$).....39.39%.
- Teneur en insolubles..... 59.40%
- Teneur en gypse.....traces.

Les résultats montrent que ce matériau est à prédominance limoneuse, appartenant selon la classification américaine U.S.C.S (L.C.P.C) à la classe LP (limons peu plastiques).

2-Les Argiles noires limoneuses.

Détectées par le puits SPA1, sur la rive droite de l'oued, au profondeur de 0.40m, masquées par une mince couche d'alluvions ; les caractéristiques géotechniques de ce matériau sont les suivantes:

a-Essais physiques d'identification et de classification :

- Teneur en eau naturelle (W%)..... 22.10%.
- Densité sèche (γ_d).....1.45 t/m³.
- Densité humide (γ_h).....1.77 t/m³.
- Densité de saturation (γ_{sat}).....1.91 t/m³.
- Degré de saturation (Sr %).....71.02 %.
- % des éléments passant au tamis >2mm.....100%.
- % des éléments passant au tamis 80 mm94%.
- % des éléments passant au tamis 1.0 μ m26%.
- Limites de liquidité (WL).....52.761%.
- Indice de plasticité (Ip).....28.986 %.
- Limites de plasticité (Wp).....23.775%.
- Indice de consistance (Ic).....1.06.

Ces résultats montrent que le sol analysé est un sol argileux très plastique, appartient à la classe CH (sol argileux à moyennement argileux).

b-Chimie de sol :

- Teneur en carbonates (Ca Co₃).....32.58%.
- Teneur en insolubles.....66.00%.
- Teneur en gypse.....traces.

3- Les Marnes verdâtres :

Détectées par les puits SPA2 et SPA3, sur la rive droite de l'oued, au profondeur 1.60m, sous les argiles noires et les limons à cailloux; les caractéristiques géotechniques de ce matériau sont les suivantes :

a-Essais physiques d'identification et de classification :

- Teneur en eau naturelle (W%).....22.97%.
- Densité sèche (γ_d).....1.57 t/m³.
- Densité humide (γ_h).....1.93 t/m³.
- Densité de saturation (γ_{sat}).....1.99 t/m³.
- Degré de saturation (Sr %).....88.66%.

- % des éléments passant au tamis >2mm.....100%.
- % des éléments passant au tamis 80 mm85%.
- % des éléments passant au tamis 1.00µm.....31%.
- Limites de liquidité (Wl).....61.767%.
- Indice de plasticité (Ip).....34.587%.
- Limites de plasticité (Wp)..... 27.180%.
- Indice de consistance (Ic).....1.12.

b-Essais mécaniques:

Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U:

- Cohésion (Cu).....0.485 bar.
- Angle de frottement (ϕ).....12°.

c-Chimie de sol :

- Teneur en carbonates (Ca Co₃).....24.24%.
- Teneur en insolubles.....74.30%.
- Teneur en gypse.....traces

Il s'agit d'un matériau argileux très plastique, appartenant selon la classification américaine U.S.C.S à la classe CH.

4- Les Limons à cailloux:

Détectées par les puits SPA3 et SPA4, sur la rive droite de l'oued ; au dessus de la formation précédente; les caractéristiques géotechniques de ces limons sont les suivantes :

a-Essais physiques d'identification et de classification :

- Teneur en eau naturelle (W%).....16.00%.
- % des éléments passant au tamis >2mm.....59%.
- % des éléments passant au tamis 80mm44%.
- % des éléments passant au tamis 1.0µm.....12%.
- Limites de liquidité (Wl).....50.438%.
- Indice de plasticité (Ip).....26.078 %.
- Limites de plasticité (Wp).....24.360%.
- Indice de consistance (Ic).....1.32.

b-Essais mécaniques:

Compression à l'oedomètre :

- Compressibilité (Pc).....1.95 bars.
- Coefficient de tassement (Ct).....0.153.

- Coefficient de gonflement (C_g).....0.021.
- Perméabilité (K)..... 1.0×10^{-9} cm/s.

Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U:

- Cohésion (C_u).....0.132 bar.
- Angle de frottement (ϕ_u)..... 25° .

c-Chimie du sol:

- Teneur en carbonates ($Ca\ Co_3$).....39.59%.
- Teneur en insolubles.....58.90%.
- Teneur en gypse..... traces.

Il s'agit d'un matériau argileux très plastique, appartenant selon la classification américaine U.S.C.S à la classe CH(sol argileux à moyennement argileux).

5- Remblais d'ancienne digue:

Un échantillon a été prélevé du remblais de l'ancienne digue ; les caractéristiques géotechniques de ce remblais sont les suivantes :

a-Essais physiques d'identification et de classification :

- Teneur en eau naturelle ($W\%$)..... 14.54%.
- Densité sèche (γ_d).....1.65 t/m³.
- Densité humide (γ_h).....1.89 t/m³.
- Densité de saturation (γ_{sat}).....2.04t/m³.
- % des éléments passant au tamis >2mm.....97%.
- % des éléments passant au tamis 80mm89%.
- % des éléments passant au tamis 1.0 μ m.....25%.
- Limites de liquidité (W_L).....46.702%.
- Indice de plasticité (I_p).....23.137%.
- Limites de plasticité (W_p).....23.565%.
- Indice de consistance (I_c).....1.39

b-Chimie de sol :

- Teneur en carbonates ($Ca\ Co_3$).....42.42%.
- Teneur en insolubles.....55.90%.
- Teneur en gypse.....traces.

Il s'agit d'un matériau argileux peu plastique, appartenant selon la classification américaine U.S.C.S à la classe CL.

Conclusion :

Les résultats géotechniques des différents sols prélevés au niveau du site de la future retenue, et au niveau de la zone d'emprunt montrent qu'il s'agit des sols fins de nature argileuse, appartiennent selon la classification américaine U.S.C.S à deux classes de classification : LP (Argiles limoneuses) et CH (Argiles très plastiques) ; ces sols sont moyennement compressibles, sur consolidés et non gonflants.

➤ La première variante proposée par le BET (digue zonée) a été annulée, sur la base des réserves émises par le service de contrôle technique des ouvrages en Hydraulique concernant la perméabilité des matériaux destinés pour la confection du noyau central ce dernier présente une perméabilité (7.7×10^{-6} cm/s.) plus grande que celle des recharges (1.10^{-9} cm/s). Pour cette raison, le BET a repris le dossier en proposant une digue homogène constituée par les limons qui présentent de bonnes caractéristiques géotechniques par rapport aux argiles noires limoneuses.

➤ Les limons destinés pour la confection de la digue seront exploités à partir de la zone d'emprunt située à quelques mètres en aval de l'axe de la digue de la future retenue ; l'extraction de ce matériau doit être sélectif (élimination de pierres de gros diamètres).

➤ Les matériaux destinés à la protection du talus amont de la digue seront exploités des carrières voisines, leur exploitation sera en blocs de 30 à 40 cm.

II.4 Séismicité de site

L'Algérie est un pays divisé en deux grandes régions sismiques :

- La première au Nord appelée TELL très exposée aux activités sismiques, subdivisée en trois zones (I, II, III) suivant l'intensité du séisme.
- La deuxième au sud appelée SAHARA, caractérisée par une sismicité négligeable.

La région Tellienne a été tout le temps soumise à des activités sismiques intenses citons ici à titre d'exemple : (le séisme du 10 octobre 1980 de chlef, le séisme du 31 octobre 1988 à El Afroun –Blida-et Boumedfaâ -Ain Defla -,... et dernièrement le séisme du 21 mai 2003 à Alger qui a provoqué des nombreux dégâts : écoles, centres, santé, habitations et des milliers de familles sans abri) dont nous continuons à payer les conséquences aujourd'hui.

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région et aux mouvements tectoniques permanents à la frontière des plaques africaines et eurasiennes.

Dans les prescriptions réglementaires contenus dans les règlements parasismiques Algériennes de 1999 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. Selon les règles parasismiques Algériennes de 1999 établies par le ministère de l'Habitat et des Constructions, la région d'étude est classée zone I, caractérisée par une activité sismique faible.

Le coefficient sismique noté « K » définissant la fraction de l'accélération de la pesanteur utilisée dans les études de stabilité des digues de barrages ou retenues collinaires soumises à des tremblements de terre, peut être déterminé à partir du coefficient d'accélération maximale horizontale noté « A » dépendant de la zone sismique et du degré d'usage de la structure, par la formule empirique :

$$K = 2/3 \cdot A$$

Donc notre site de retenue collinaire Ouanghal, situé dans la zone sismique n° I et appartient au groupe d'usage n°02, ces deux paramètres nous permettent de connaître la valeur de $A = 0.1$ et de calculer le coefficient sismique k.

Introduction:

Le présent rapport traite l'étude hydrologique du projet d'une retenue sur Oued Ouanghal qui situé à 5kilomètres au Sud de la ville de Babar (W,Khenchela),

L'objet de cette étude est la mobilisation des ressources superficielles de l'oued Ouanghal en vue de l'irrigation des terres agricoles limitrophes.

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

Le bassin versant au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval.

Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux.

Le réseau hydrographique du bassin versant est donné sur la Figure III.2

III.1.2- Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant : [2]**III.1.2.1 Caractéristiques physiques du bassin versant :****A- Les caractéristiques géométriques :**

1- La superficie du bassin versant est: **S = 3 Km²**

2- La longueur du thalweg principal est mesurée à partir du profil de l'oued, soit :

$$L = 4.5 \text{ Km}$$

3-Le périmètre P du bassin versant ; est estimé à : **P = 10.8Km**

B- Caractéristiques hydro morphologiques :**1-Indice de forme :**

Défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface, Cet indice se détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre du bassin versant et sa surface.

$$K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(III.1)$$

P : périmètre du bassin versant (Km) ; S : surface du bassin versant (Km²)

AN:K_C = 1.74K_C > 1 => bassin allongé

2-Coefficient d'allongement :

Il est donné par la formule suivante : $K_p = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots(III.2)$

Soit : **K_p = 6.75**

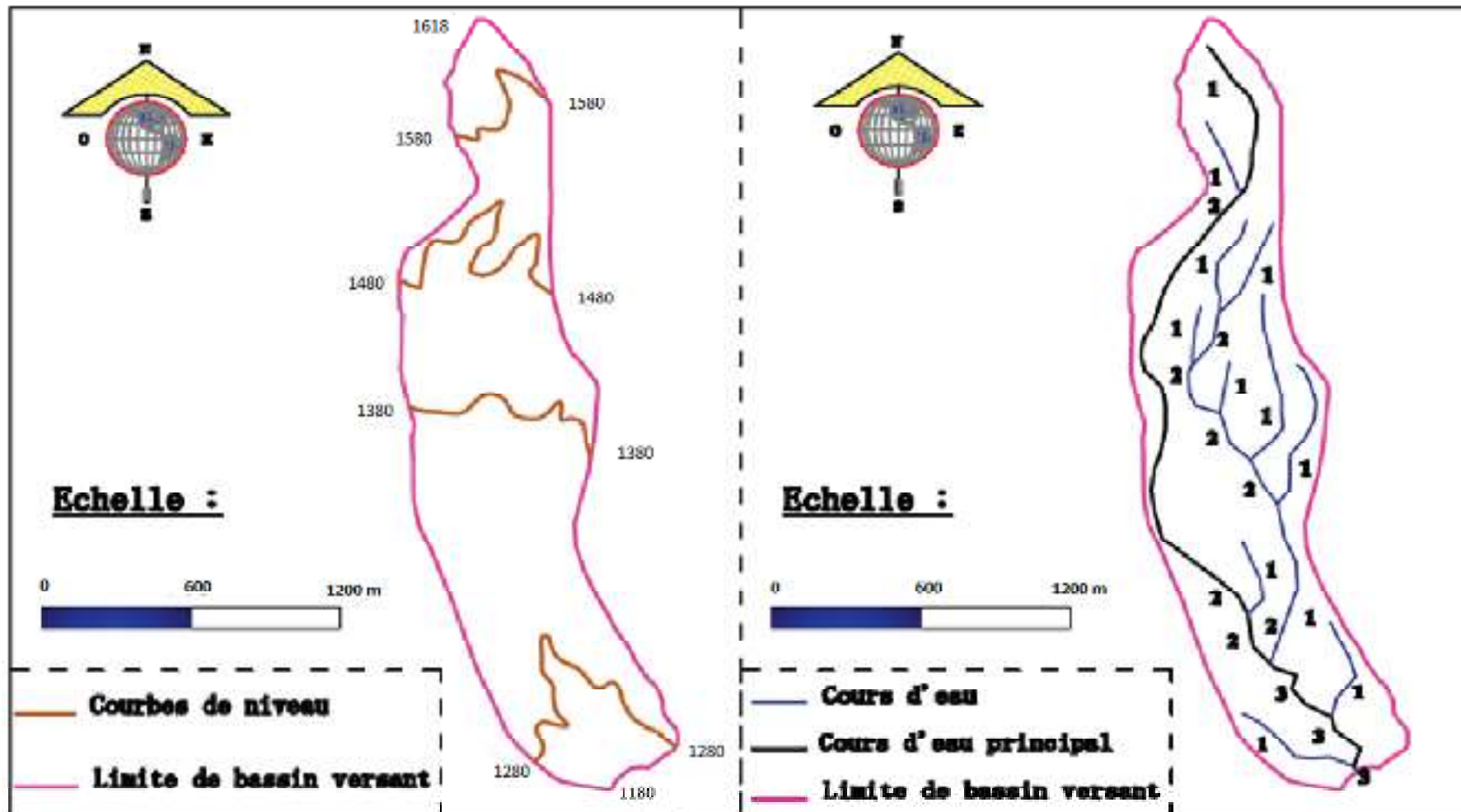


Figure N°III.01: Plan altimétrique du bassin versant

Figure N°III.02: Le réseau hydrographique du bassin versant

3. Rectangle équivalent :

On assimile notre bassin à un rectangle défini par sa longueur "L", sa largeur "l" est la même superficie du bassin versant « S ».

$$P = 2 * (L + l) \text{ Et } S = L * l \rightarrow (1) \dots\dots\dots(III.3)$$

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

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \rightarrow (2) \dots\dots\dots(III.4)$$

De (1) et (2) on obtient une Equation de 2ème degré admet deux solutions L_r ; l_r :

$$L_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.5)$$

$$l_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.6)$$

Avec L_r : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km)

On obtient : L_r = 4.76 km et l_r = 0.62 km

C- Le relief :

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou des caractéristiques suivants :

- La courbe hypsométrique.
- L'altitude moyenne.
- L'indice de pente globale I_g.
- L'indice de pente roche I_p.
- L'indice de pente moyenne du bassin versant I_m.

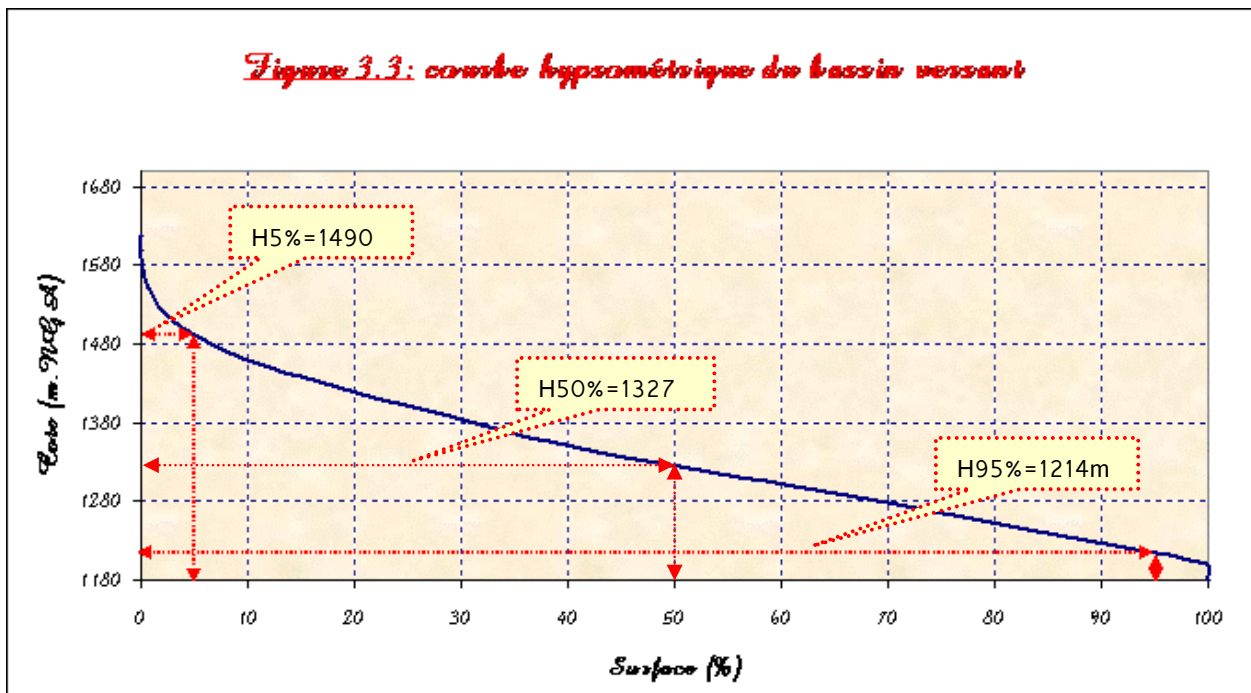
1. Courbe et répartition hypsométrique :

La courbe hypsométrique (figure III.3) fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude.

Les mesures effectuées sur la carte topographique à l'échelle 1/50000e. Sont résumées dans le tableau II.1

Tableau III.1 : Calcul des surfaces cumulées :

Altitude (m)	Altitude moyenne (m)	Si [Km ²]	Si [%]	Si[%]cumuler
1618 à 1480	1549	0,036	1.20	1.2
1480 à 1380	1430	0,388	12.95	14.15
1380 à 1280	1330	1,277	42.56	56.71
1280 à 1180	1230	1,299	43.29	100

Figure 3.3: courbe hypsométrique du bassin versant**Figure III.3** : Courbe hypsométrique du bassin versant.**2. Altitude moyenne du bassin versant:**

Celle-ci est donnée par la formule suivante:

$$H_{\text{moy}} = \sum \frac{S_i \cdot H_i}{S_{\text{bv}}} \dots \dots \dots (III - 7)$$

AN: Hmoy = 1337 m

3. les indices :**3.1. Indices de pente :****➤ Indice de pente de Roche IP :**

$$Ip = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n S_i (H_i - H_{i-1}) \dots \dots \dots (III.8)$$

AN : $I_p = 2,64$

➤ **Indice de pente globale I_g : (P. Dubreuil, 1974)**

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots (III.9)$$

Ou D = Dénivelée entre H5% et H95%

On prend :

$D = H_5 - H_{95}$ pour notre bassin versant, on a donc

$D = 1490 - 1214 = 276 \text{ m}$ avec ;

H5% et H95% : sont les altitudes correspondantes à S5% et S95%

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

AN : $I_g = 57,98 \text{ m/km} \Rightarrow I_g = 0.05 \%$

➤ **Indice de pente moyenne du bassin versant I_m :**

Il est donné par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H \cdot (0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S} \dots\dots\dots (III.10)$$

AN : $\Rightarrow I_m = 0,64 \%$

D. Caractéristiques physiographiques:

1) Densité de drainage D_d :

C'est le rapport entre la longueur total de tous les talwegs « L_i » du bassin versant, à la surface « S » Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface .Elle est exprimée en Km/Km^2 .

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (III.11)$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 15 Km.

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

AN : $D_d = 5 \text{ km/km}^2$

2) Densité du thalweg élémentaire:

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (III.12)$$

N1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, N1= 31.

S : Superficie du bassin versant.

AN : $F_1 = 10.33 \text{ thalweg/km}^2$

3) Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (III.13)$$

AN: $C_t = 51,66 \text{ Km}^{-3}$

D'après les résultats obtenus ci-dessus, on peut conclure que le chevelu hydrographique est dense, ce qui traduit que notre bassin est drainé.

4) Temps de concentration du bassin versant T_c :

Le temps de concentration t_c des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier.

➤ Formule de GIANDOTTI :(1934)

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (III.14)$$

AN : $T_c = 1.55 \text{ heures}$

■ Formule de KIRPICH : (1940)

$$T_c = 0,0195 \cdot L_p^{0,77} \cdot i_{moy}^{-0,385} \dots\dots\dots (III.15)$$

AN : $T_c = 2.05 \text{ heure}$

5) Vitesse de ruissellement :

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain, et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météoriques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel.

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (III.16)$$

AN : $V_r = 1,43 \text{ Km/h}$

Tableau III.2 : paramètres physico-morphométriques du bassin versant.

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	3
Périmètre		P	km	10.8
Longueur du thalweg principal		L	km	4.5
Indice de compacité		K _C		1,74
Coefficient d'allongement		K _P		6.75
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	4.76
	largeur	L _r	Km	0.62
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1618
	moyenne	H _{moy}	m	1337
	médiane	H _{med}	m	1327
	minimale	H _{min}	m	1214
Indice de pente de Roche		I _p		2,64%
Indice de pente globale		I _g		0.05%
Indice de pente moyenne		I _m		0.65%
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	5
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	51.66
Temps de concentration		T _c	h	1.55
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	1.43

III.1.3. Caractéristiques climatiques du bassin versant :

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

Les conditions climatiques du bassin jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont :

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

STATION DE REFERENCE :

Compte tenu du manque de stations climatologiques dans la zone du projet, on a eu recours aux observations faites à la station de KtefEssouda qui se trouve à l'est de la zone d'étude.

III.1.3.1. Température :

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

Dans le Tableau N°III.3. Sont portées les températures moyennes annuelles à station de KtefEssouda pour une période de 8 années.

Tableau III.3Températures moyennes à KtefEssouda(Source : O.N.M)

<i>Mois</i>	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
T °C	6.8	9.38	12.00	16.06	21.65	25.63	26.37	26.19	18.85	13.04	7.99	6.59	15.88
T _{min} °C	-0.42	0.18	3.57	5.75	10.95	15.56	18.26	17.9	13.78	9.76	3.75	0.72	8.31
T _{max} °C	14.02	18.57	20.43	26.37	32.32	35.70	34.48	34.48	23.92	16.33	12.24	12.47	23.44

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

II.1.3.2.répartition mensuelle du vent :

Les vents dominants sont de secteur nord (NE 22%, N 12%, NO 27%). Les vitesses moyennes mensuelles sont de 3 m/s environ, sans grandes variations d'un mois sur l'autre (les minimales à 2,5 m/s et les maximales à 3,2 m/s) d'après les mesures de la station KtefEssouda pour la période 1999-2009 (Tableau N°III.4).

Tableau III.4Vitesse moyenne du vent en m/s – Station de Kef Essouda

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
V (m/s)	1.90	2.04	2.14	2.24	1.86	1.74	1.82	3.12	1.55	1.40	1.43	1.40	1.89

(Source : O.N.M)

III.1.3.3.L'évaporation :

Les valeurs de l'évaporation moyenne mensuelle sont portées dans le (tableau N° II.5)

Tableau III.5Evaporation nette – Station de Foug El Gueiss

Mois		sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juill	Août	Année
Evaporation	%	10.65	6.40	3.07	2.63	2.50	2.66	4.34	5.95	9.94	14.44	20.66	17.36	100%
	mm	151.23	90.88	43.59	37.35	35.50	37.77	61.63	84.49	141.15	205.5	284.8	246.51	1420

Source : O.N.M

III.1.3.4.Pluviométrie:**➤ Données disponibles :**

La station pluviométrique la plus proche du bassin de du bassin versant de la retenue Fridjou est la station de Babar (code 06-18-04) qui est la plus représentative, tant pour sa période d'observation que pour sa proximité de notre zone d'étude. (tableauIII.6)

Tableau III.6 :Répartition mensuelle de la pluie annuelle

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
pluies mens (mm)	36.48	25.93	25.03	19.15	18.63	21.99	31.01	23.99	27.3	21.32	12.8	19.49
Pluies mens (%)	12.89	9.16	8.84	6.76	6.58	7.77	10.95	8.47	9.64	7.53	4.52	6.88

(Source : A.N.R.H)

III.2. Précipitations maximales journalières :

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

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant ;
- Calcul de la fréquence expérimentale ;
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;
- Ajuster graphiquement la loi choisie ;
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance ;

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le (tableau N°III.8):

Tableau N°III.7 : Valeurs des pluies maximales journalières annuellesStation De Babar code (06-18-04)**Tableau III.7** :Valeurs des pluies maximales journalières annuelles Station De Babar

Numéro	Pjmax(mm)	Numéro	Pjmax(mm)	Numéro	Pjmax(mm)	Numéro	Pjmax(mm)
1	51.9	10	40.5	19	38.5	28	60.2
2	22.4	11	40.6	20	48.2	29	63.3
3	15.4	12	35.6	21	29.7	30	24.5
4	24.2	13	76.6	22	26.9	31	45.5
5	33.5	14	33.9	23	42.2	32	20.2
6	35.6	15	55.5	24	27.9	33	31.5
7	37.8	16	23.1	25	36.6	34	12.5
8	21.0	17	40.7	26	22.1	35	34.5
9	41.6	18	31.8	27	22.8	36	33.5

Tableau III.8 : Caractéristiques de la série avec N=36ans

caractéristiques	Formules	valeurs
Somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=36} Xi$	1282.3
Moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=62} Xi}{n}$	35.62
Ecart type « σ_x » ; Pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \left[\frac{\sum_{i=1}^{36} (X_i - \bar{X})^2}{36} \right]$	13.8mm
Coefficient de variation « Cv » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0.388
L'exposant climatique :	$b=0.31$	

III.2.1 Choix de la loi d'ajustement :

Les lois d'ajustement choisies sont :

- 1)-la loi de GAUSS ou loi Normal
- 2)-la loi de GALTON (log-normal2).
- 3)-la loi de GUMBEL

III.2.1.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GAUSS :

Une variable appartient à la distribution normale lorsque sa fonction de répartition est de la forme :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (III.17)$$

(Fréquence au non dépassement)

U est la variable réduite de Gauss. Elle est donnée par $u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$

La transformation $x = \bar{x} + \sigma u$ est l'équation de la droite de Henry sur papier à probabilité gaussienne.

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

Normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations: 36

Paramètres

Moy = 35.62

 $\sigma = 13.8$ **Quantiles** $q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement) $T = 1 / (1-q)$ **Tableau III.9** : résultat de l'ajustement a la loi de Gauss

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.999	78.3	5.6	67.3 - 89.3
200	0.995	71.2	4.84	61.7- 80.7
100	0.99	67.8	4.48	59.0- 76.5
50	0.98	64	4.1	56.0 - 72.0
20	0.95	58.3	3.56	51.4 - 65.3
10	0.9	53.3	3.13	47.2 - 59.5
5	0.8	47.2	2.69	42.0 - 52.5

Test d'adéquation

Normale (Maximum de vraisemblance)

Hypothèses

H0 : L'échantillon provient d'une loi Normale

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

RésultatsRésultat de la statistique : $X^2 = 6.67$ p-value $p = 0.0965$

Degrés de liberté : 5

Conclusion : Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

Tableau III.10 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	12.5
Maximum	Aucun	76.6
Moyenne	35.6	35.6
Ecart-type	13.8	13.8
Médiane	35.6	34.2
Coefficient de variation (C_v)	0.388	0.388
Coefficient d'asymétrie (C_s)	0,00	1.07
Coefficient d'aplatissement (C_k)	3,00	3.50

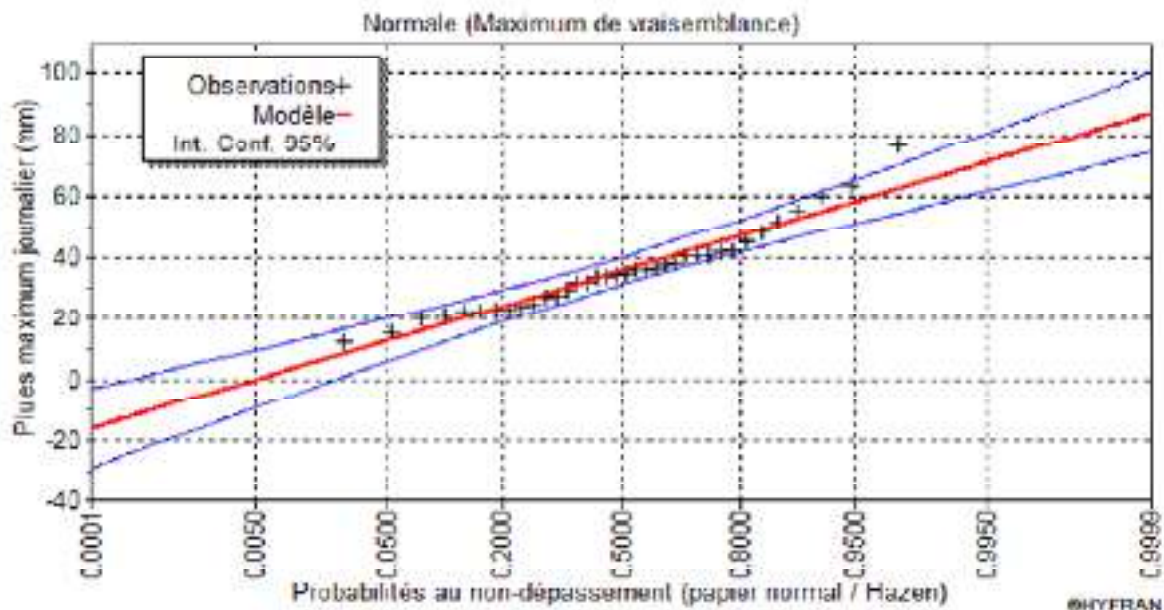


Figure III.4 : L'ajustement avec loi de Gauss

III.2.1.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

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

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

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

Avec :

$1/a$: la pente de la droite de GUMEL

Y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : ordonnée à l'origine en (mm)

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.

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

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 :

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

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: 36

Paramètres

$U = 29.4036$

$\alpha = 10.7687$

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

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

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

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.999	104	13.3	77.7 - 130
200	0.995	86.4	10.3	66.2 - 107
100	0.99	78.9	9.03	61.2 - 96.6
50	0.98	71.4	7.75	56.2 - 86.6
20	0.95	61.4	6.07	49.5 - 73.3
10	0.9	53.6	4.81	44.2 - 63.1
5	0.8	45.6	3.56	38.6 - 52.5

Test d'adéquation

Gumbel(Méthode des moments)

Hypothèses

H_0 : L'échantillon provient d'une loi Gumbel

H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel

Résultats

Résultat de la statistique : $\chi^2 = 6.67$

p-value $p = 0.2466$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes : 8

Conclusion Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

Tableau III.12 Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	12.5
Maximum	Aucun	76.6
Moyenne	35.6	35.6
Ecart-type	13.8	13.8
Médiane	33.4	34.2
Coefficient de variation (Cv)	0.388	0.388
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.922
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	3.63

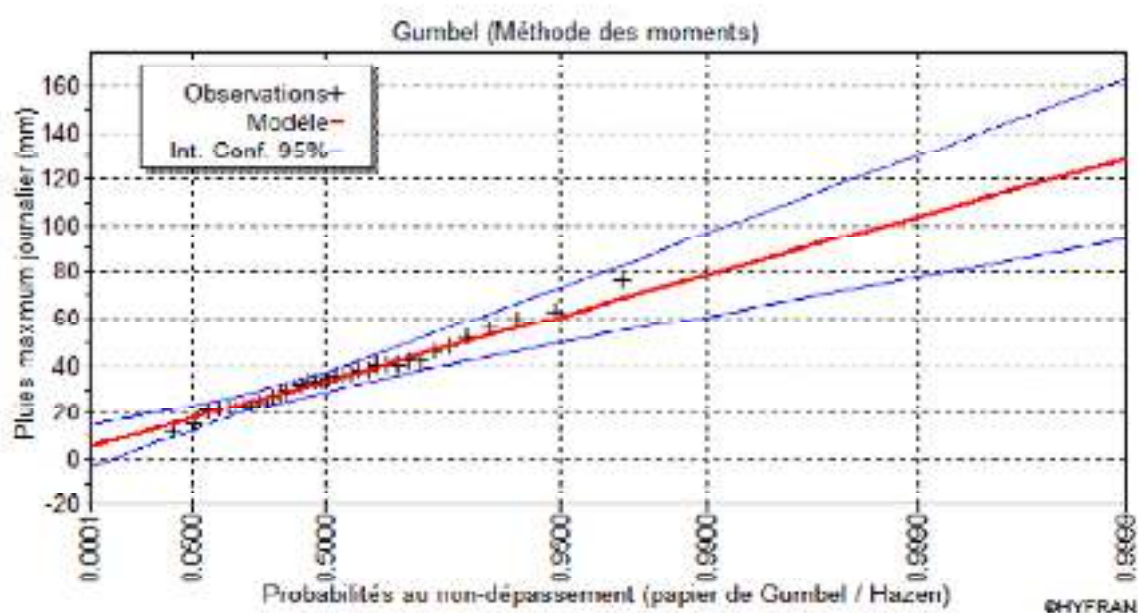


Figure III.05 : l'ajustement avec loi de Gumbel

III.2.1.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON :

(lognormale) Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale.

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad \dots\dots\dots (III.21)$$

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

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

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

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{38} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \quad \dots\dots\dots (III.22)$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumées dans le tableau (III.12).

Nombre d'observations : 36

Paramètres

$$\mu = 3.50077$$

$$\sigma = 0.390585$$

Quantiles

$$q = F(X) \text{ (probabilité au non dépassement)}$$

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

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau III.13 : résultat de l'ajustement a la loi de Galton.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.999	142	26.3	90.2 - 193
200	0.995	120	20	80.6 - 159
100	0.99	111	17.5	76.4 -145
50	0.98	90.7	12.4	66.3 - 115
20	0.95	82.2	10.4	61.8 -103
10	0.9	73.9	8.57	57.1 - 90.7
5	0.8	63	6.34	50.6 - 52.9

Test d'adéquation

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Hypothèses

H_0 : L'échantillon provient d'une loi Log normale

H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Log normale

Résultats : d'après le test de khi carré en a les résultats suivant :

Résultat de la statistique : $X^2 = 5.78$

p-value $p = 0.3284$

Degrés de liberté : 5

Conclusion

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

Tableau III.14 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0,00	12.5
Maximum	Aucun	76.6
Moyenne	35.8	35.6
Ecart-type	14.5	13.8
Médiane	33.1	34.2
Coefficient de variation (Cv)		0.406
Coefficient d'asymétrie (Cs)		0.388
	1.28	0.922

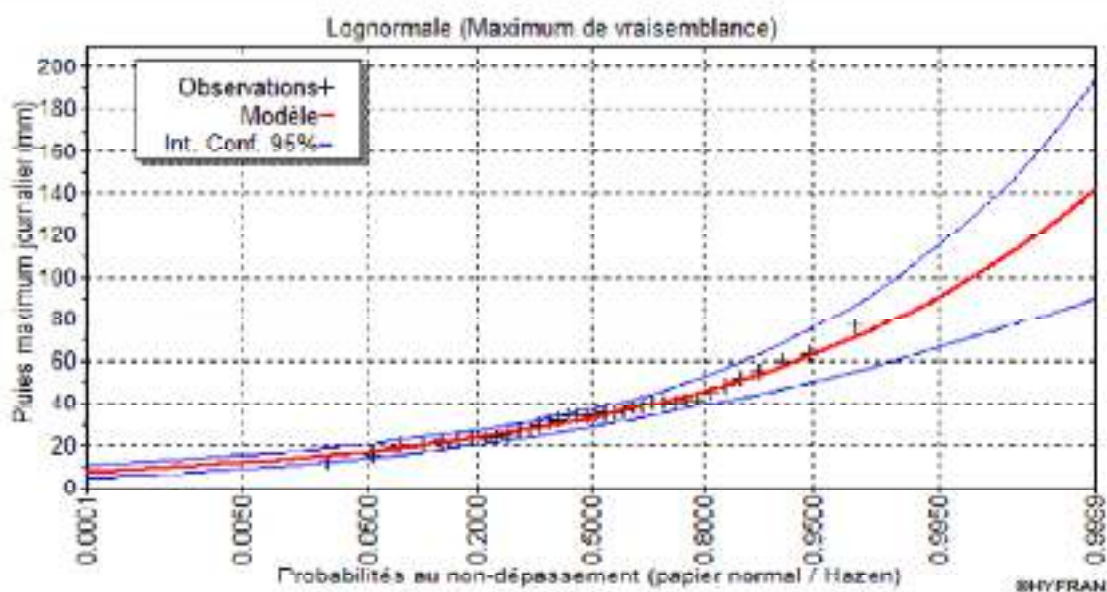


Figure III.6 : l'ajustement avec loi de Galton

III.2.1.4 Comparaison entre les lois de Gumbel et Galton :

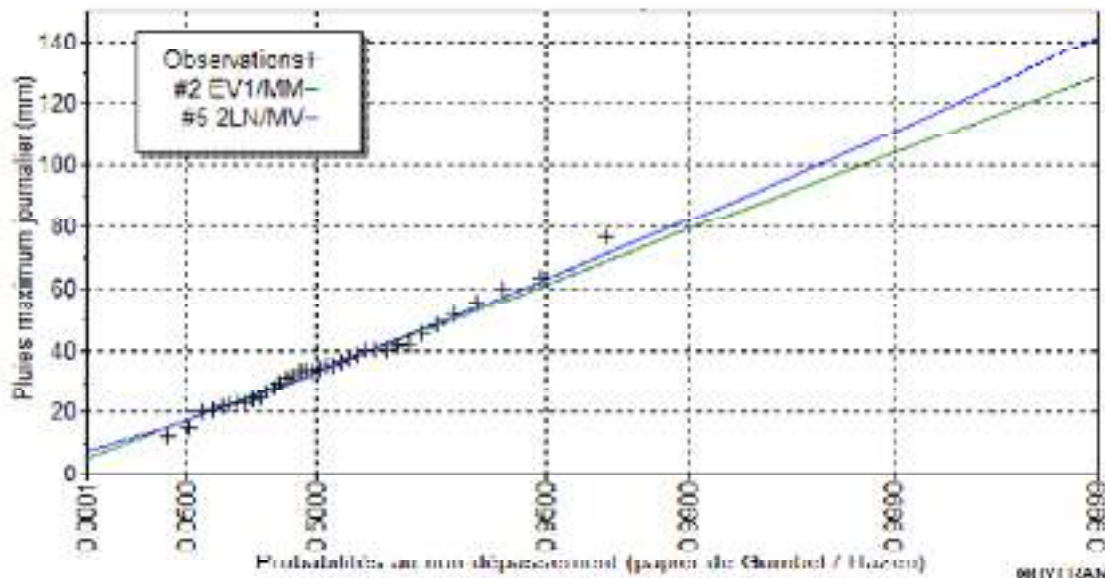


Figure III.7 : Comparaison graphique entre les deux lois (Galton et Gumbel)

D'après la comparaison graphique des deux graphiques d'ajustement Figure. III.7, on a remarqué que la série s'ajuste mieux à la loi de Galton.

III.2.2 La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

$$P_{\max t, p\%} = P_{\max j, p(\%)} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad \dots\dots\dots (III.23)$$

$t = T_c = 1.55 \text{ h.}$ (Déjà calculé)

b : Exposant climatique (pour notre région $b = 0,31$)

Tableau III.15: Précipitations Journalières pour les différentes fréquences.

Période de Retour (ans)	10	20	50	100	1000
Fréquence	10	5	2	1	0.1
Pmax (mm)	54	61	72	79	106

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau III.16 :

Tableau III.16: Intensité pour les différentes fréquences

F		0.1		1		2		5		10	
		P _{max t}	I ₀	P _{max t}	I ₀	P _{max t}	I ₀	P _{max t}	I ₀	P _{max t}	I ₀
		(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)
Temps (h)	1	39.577	39.577	29.496	29.496	26.882	26.882	22.775	22.775	20.162	20.162
	1.55	45.336	29.249	33.788	21.799	30.794	19.867	26.090	16.832	23.096	14.900
	2	49.064	24.532	36.566	18.283	33.326	16.663	28.235	14.117	24.995	12.497
	4	60.825	15.206	45.332	11.333	41.315	10.329	35.003	8.751	30.986	7.747
	6	68.971	11.495	51.403	8.567	46.848	7.808	39.691	6.615	35.136	5.856
	8	75.405	9.426	56.198	7.025	51.218	6.402	43.393	5.424	38.414	4.802
	10	80.805	8.081	60.223	6.022	54.887	5.489	46.501	4.650	41.165	4.117
	14	89.689	6.406	66.844	4.775	60.921	4.351	51.614	3.687	45.691	3.264
	16	93.480	5.842	69.669	4.354	63.496	3.968	53.795	3.362	47.622	2.976
	22	103.179	4.690	76.898	3.495	70.084	3.186	59.377	2.699	52.563	2.389
	24	106.000	4.417	79.000	3.292	72.000	3.000	61.000	2.542	54.000	2.250

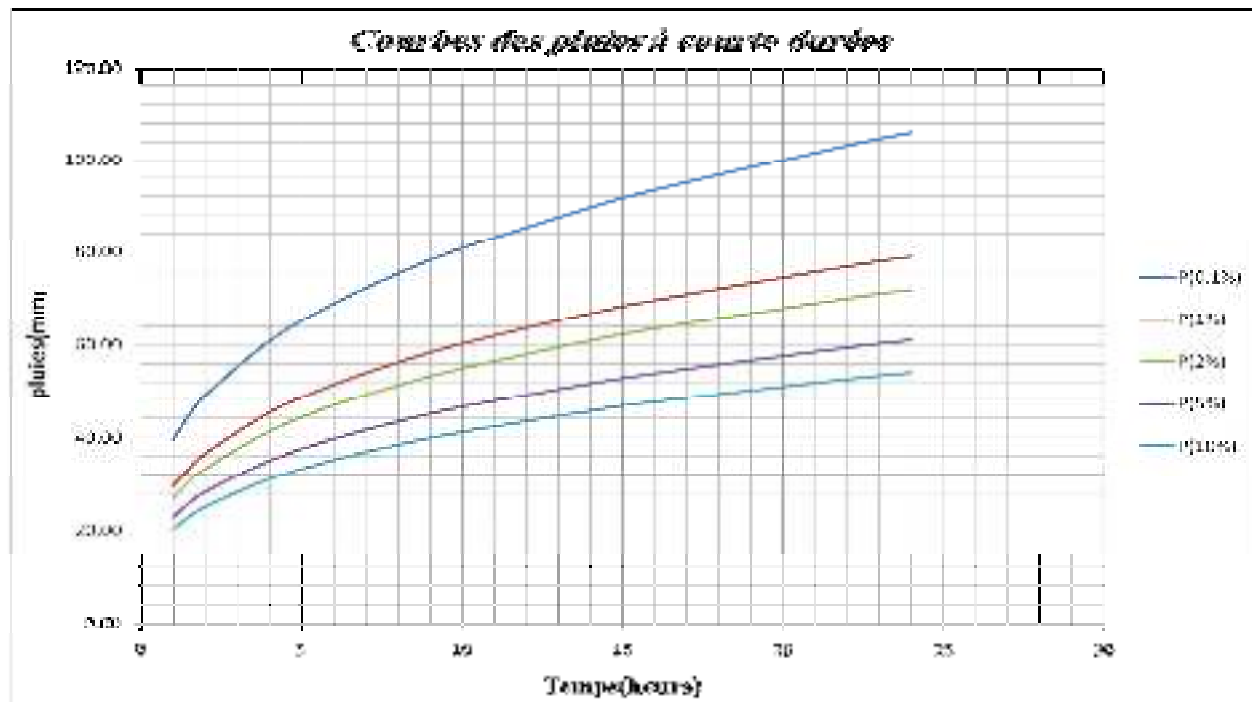


Figure III.8 : Courbes des pluies à courte duré

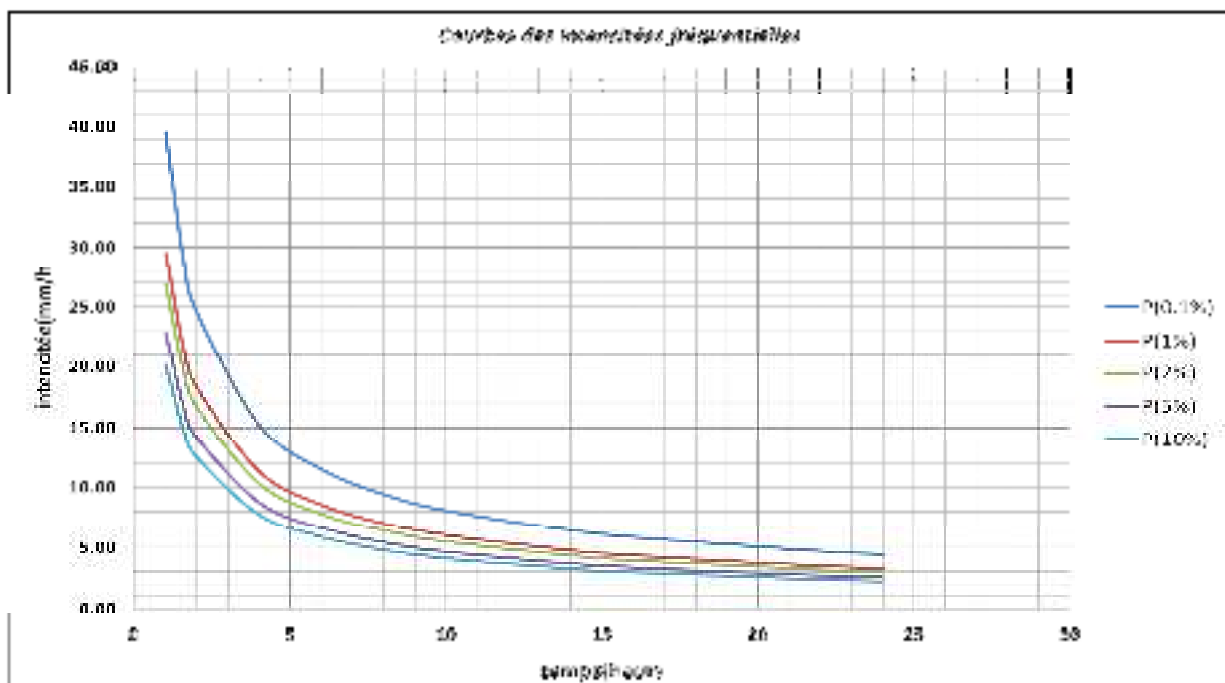


Figure III.9 :Courbes des intensités fréquentielles

III.3 Etudes des apports :**III.3.1. Estimation de l'apport moyen annuel (A_0) :**

Pour l'évolution des apports, nous signalons que nous ne disposons d'aucune station de mesure au niveau du site à étudier.

D'autre part, vu la faible étendue du bassin, le recours à l'analogie ne peut être envisagé ; nous avons donc utilisé les formules empiriques les plus employées en Algérie (B.Touaibia, 2001) et qui donnent d'assez bons résultats dans le cas des petits bassins versants semblables au notre :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau III.17 :

Tableau III.17 : Récapitulatif des résultats :

Formules	Formules		AN	
	A0 (Mm3)	Le (mm)	A0 (Mm3)	Le (mm)
A.N.R.H	$A_{\text{moy}} = 0.915 \cdot P^{2.684} \cdot S^{0.842}$	$Le = \frac{A_0}{S}$	0.05	27.7
Derie II	$A_0 = 0.513 \cdot P^{2.603} \cdot Dd^{0.5} \cdot S^{0.842}$	$Le = \frac{A_0}{S}$	0.07	38.46
COUTAGNE	$D = P - \lambda P^2$ $\lambda = \frac{1}{0.8 + 0.14 \cdot T_0}$	$Le = P - D$	0.25	26.43
SAMIE	$A_0 = Le \cdot S$	$Le = P_0^2 (293 - 2.2) \sqrt{S}$	0.05	23.22

Conclusion : Vu les résultats des différentes méthodes qui varient d'une méthode à une autre. On a choisit celle qui est la plus commode et la plus proche donc on adopte pour $A_0 = 0.25 \text{ Mm}^3$ donnée par la formule de **ANRH**.

III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement :**a) Module de l'écoulement :**

Il est donné par : $M_e = A_0 / T$ (III.24)

A_0 : Apport moyen annuel (mm).

T : Temps d'une année en secondes $T = 3,1536 \cdot 10^7 \text{ s}$

Soit : $M_e = 7.92 \text{ L/s}$

b) Module de l'écoulement relatif :

On a: $M_0 = M_e / S_{bv}$ (III.25)

M_e : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

Soit : $M_0 = 3.96 \text{ l/s / Km}^2$

c) Lamé d'eau écoulée :

$$L_e = A_0 / S_{BV} \dots\dots\dots (III.26)$$

Soit : $L_e = 125 \text{ mm}$

d) Coefficient de l'écoulement:

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{\text{moy}} \dots\dots\dots (III.27)$

Soit : $C_e = 0.44$

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 N° III.18 : calcul du coefficient de variation C_v

Formules	Formules	AN
	Le coefficient de variation C_v	C_v
SOKOLOVSKI	$C_v = 0,78 - 0,29 \log_{10} M_0 - 0,063 \log_{10} (S + 1)$	0.57
OURKGUIPROVODKHOZ	$C_v = \frac{0.7}{M_0^{0.125}}$	0.58
ANTONOV	$C_v = 0.7 / (S + 1000)^{0.097}$	0.36
KRISTEKLY MENKEL	$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27})$	0.54
Algérienne de N.N PADOUM	$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23}$ avec $K = 0.7$	0.47
M_0 : module de l'écoulement relatif en (l/s/km ²). S : Superficie du bassin (Km ²).		

Conclusion :

Le coefficient de variation calculé à base des formules empiriques sera donc :
 $C_v = 0.57$

III.4. Irrégularité des apports :

III.4.1 Estimation fréquentielle des apports :

Donc la distribution des apports fréquentiels est régie par l'équation:

$$A_{(p\%)} = \frac{A}{(C_v^2 + 1)^{1/2}} \cdot e^{U(\ln(C_v + 1))^{1/2}} \dots\dots\dots (III.28)$$

Avec :

$A_{p\%}$: apport de fréquence donnée.

U: variable réduite de Gauss.

Les calculs des apports fréquentiels a conduit au tableau suivant:

Tableau III.19: Apports fréquentiels

Période de retour	5/4	10	20	50	100	1000
Fréquence P (%)	80	10	5	2	1	0,1
variable de Gauss	-0,841	1,282	1,643	2,050	2,327	3,159
Apport (Mm ³)	0.136	0.38	0.45	0.53	0.61	0.88

III.4.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel:

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a donc : $A_{80\%} = 136000 \text{ m}^3$

III.5. Etude des crues:

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Leur étude a pour but de déterminer les hydrogrammes de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxima probables correspondants

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

Les paramètres définissant une crue sont:

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

Tableau III.20: Répartition mensuelle des apports fréquentiels

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour,

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
pluies mens (mm)	36.48	25.93	25.03	19.15	18.63	21.99	31.01	23.99	27.3	21.32	12.8	19.49
Pluies mens (%)	12.89	9.16	8.84	6.76	6.58	7.77	10.95	8.47	9.64	7.53	4.52	6.88
Apport mens (m3)	17630.523	12528.75	12091.06	9246.1083	8999.91	10627.553	14977.05	11584.99	13185.28	10299.29	6182.309	9410.24

différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul, par manque d'observation.

III.5.1. Formules empiriques pour la détermination de la crue:**1. Formule de MALLET-GAUTHIER :**

$$\text{On a: } Q_{\max p\%} = 2K \log(1+20.P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1+4\log T - \log S} \dots\dots\dots (III.29)$$

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

S : Superficie du bassin versant (2Km²).

L : Longueur du talweg principal (3.75Km).

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : K (1-3) On prend K = 2.

T : Période de retour (an).

Le tableau N° II.18 nous donne tous les résultats de calcul.

Tableau III.21 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour
(Formule de MALLET-GAUTHIER)

Période de retour	10	20	50	100	1000
Qmax (m ³ /s)	7.4	8.26	9.31	10.03	12.12

2. Formule de SOKOLOVSKY : (1958 – 1968)

On a :
$$Q_{maxp\%} = \frac{0.28(P_{tc} - H_0)\alpha FS}{T_m} \dots\dots\dots (III.30).$$

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

T_m = T_c : temps de concentration. T_m = 1.55h

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

H₀ : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie H₀ = 7mm

Pour S < 50 Km²

Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable $2 \leq \gamma \leq 2.5$

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

On prend : $\gamma = 2.$ D'où : F = 1,043

S : Superficie du bassin (Km²).

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

$$\alpha p\% = \frac{\sqrt{P_{ct\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{ct\%}} + \sqrt{H_0}}.$$

.Tableau N° III.22 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour
(Formule de SOKOLOVSKY).

Fréquence (%)	10	5	2	1	0,1
Pct(mm)	23.096	26.09	30.794	33.788	45.336
$\alpha p\%$	0.29	0.32	0.35	0.37	0.43
Qmax p%(m ³ /s)	1.75	2.30	3.14	3.73	6.21

3. Formule de POSSENTI:

$$\text{On a: } Q_{p\%} = \frac{\mu * P_{\max j\%} * S}{L_p} \dots\dots\dots (III.40)$$

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

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

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

On obtient les résultats ci-après le tableau suivant:

Tableau III.23: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour
(Formule de POSSENTI)

période de retour	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	10	5	2	1	0,1
$P_{\max j\%}(\text{mm})$	54	61	72	79	106
$Q_{\max p\%}(\text{m}^3/\text{s})$	21.6	24.4	28.8	31.6	42.4

4. Formule de TURRAZA:

$$\text{On a: } Q_{\max p\%} = \frac{C * I_t * S}{3,6} \dots\dots\dots (III.41)$$

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

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

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

Tableau III.24: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour
(Formule de TURRAZA:)

Fréquence (%)	10	5	2	1	0,1
C	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
I_{tc}	14.900	16.832	19.867	21.799	29.249
$Q_{\max}(\text{m}^3/\text{s})$	7.40	8.38	10.14	11.78	16.74

Sur la lumière de ces formules on opte les résultats de la formule de « TURRAZA » sont choisis pour les simples raisons suivantes : du fait que cette méthode est la plus proche de la moyenne, celle-ci tient compte de tous les paramètres caractéristiques du bassin versant, la surface de bassin versant, ainsi que la longueur du cours d'eau principal de la pluie fréquentielle génératrice de celle-ci.

Le tableau N° III.24 donne les débits probables calculés.

III.5.2. Hydrogramme de crue :

*Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski :

L'Hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous détermine ses caractéristiques principales qui sont:

- ❖ Le volume.
- ❖ La durée.
- ❖ Le débit maximum (débit de pointe).

Pour le tracer de l'Hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculées à partir des temps de montée et de la décrue.

a) Pour le temps de la montée:

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots (III.42)$$

$T_m = T_c$: Temps de montée.

b) Pour la décrue:

$$Q_{\text{déc.}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \dots\dots\dots (III.43)$$

Avec: $T_d = \delta T_m$ (Sokolovski)

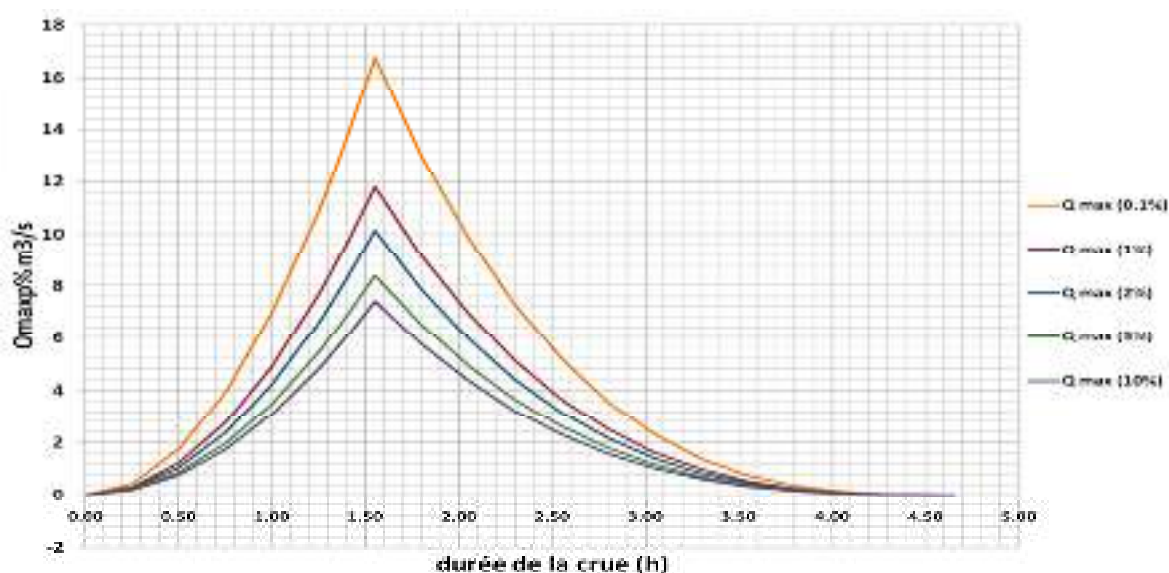
δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant ,il est pris en général compris entre (2 - 4) , celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin ,on prend $\delta = 3$.

$$T_d = \delta T_m = 3 \cdot 1.55 = 4.65h$$

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (10; 50; 100; 1000) dans, sont donnés dans le tableau III.25

Tableau III.25: Débits fréquentiels pour la construction l'hydrogramme de crue.

Temps (h)	Période de retour (ans)				
	1000	100	50	20	10
	Qmax (0,1%)	Qmax (1%)	Qmax (2%)	Qmax (5%)	Qmax (10%)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.250	0.435	0.306	0.264	0.218	0.193
0.500	1.742	1.226	1.055	0.872	0.770
0.750	3.919	2.758	2.374	1.962	1.733
1.000	6.968	4.903	4.221	3.488	3.080
1.250	10.887	7.661	6.595	5.450	4.813
1.300	11.775	8.286	7.133	5.895	5.205
1.400	13.657	9.610	8.272	6.837	6.037
1.550	16.740	11.780	10.140	8.380	7.400
1.800	13.008	9.154	7.879	6.512	5.750
2.050	9.876	6.950	5.982	4.944	4.366
2.300	7.292	5.132	4.417	3.651	3.224
2.550	5.204	3.662	3.152	2.605	2.300
2.800	3.558	2.504	2.155	1.781	1.573
3.050	2.302	1.620	1.394	1.152	1.017
3.300	1.383	0.973	0.837	0.692	0.611
3.550	0.748	0.526	0.453	0.374	0.331
3.800	0.345	0.243	0.209	0.173	0.153
4.050	0.121	0.085	0.074	0.061	0.054
4.300	0.024	0.017	0.015	0.012	0.011
4.650	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

**Figure III.10 :** Hydrogrammes des crues pour différentes période de retour

III.5.3. Estimation de la crue de projet:

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux. Donc la hauteur du barrage, et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités du laminage.

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

Le choix de la période de retour dépend du risque induit par la rupture du barrage. Cependant le risque global est lié aussi à la vulnérabilité de la vallée en aval (occupation de la zone susceptible d'être inondée en cas de rupture). Lorsque le barrage intéresse la sécurité publique la période de retour ne devra en aucun cas être inférieure à 1000 ans.

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

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

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

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

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

- ◆ Méthode du GRADEX (gradient exponentiel).
- ◆ Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable-débits maximum probable).

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau III.26 : Catégories des dommages résultant des crues.

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

Tableau N° III.27 : Crues de projet recommandé.

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

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

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

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r \quad \text{tq:}$$

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

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

I_r : représente les risques.

➤ **SI :**

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

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

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

Tableau III.28 : Choix de la crue de projet.

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

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont un peu compliquées, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval est moyennement élevé (site un peu éloigné des zones urbaines- volume d'emménagement relativement important).

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 1 % ($T = 100$ ans)

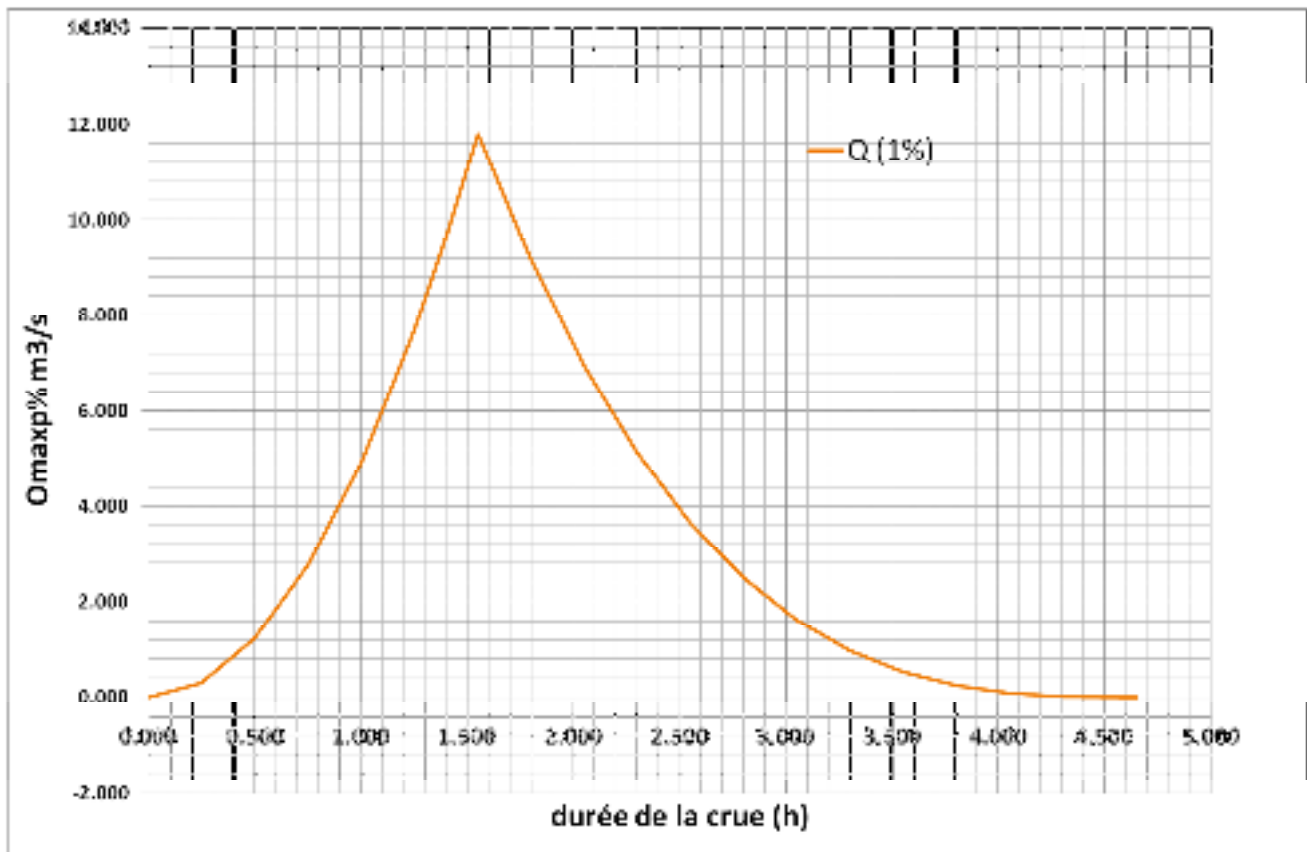


Figure II III : Hydrogramme de crue : $Q_{1\%}=11.78\text{m}^3/\text{s}$

III.5.4. Apport solide et Estimation de volume mort:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

III.5.5 Formules empiriques :

a) Formule de TIXERONT:

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

$$Ts = \alpha \cdot L_0^{0.15} \dots\dots\dots (III.44)$$

Avec :

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

L₀ : la lame écoulée en (mm).

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

Soit : Ts=553 (t/Km²/an).

Les transports solides en suspension.

$$A_s = Ts \cdot S \dots\dots\dots (III.45)$$

Avec :

S: superficie du bassin versant en Km².

Ts= 553(t/Km²/An).

D'où : $A_s = 1659t/An$.

Le volume des solides est égal à:

$$\bullet \quad V_s = A_s / \gamma_s \dots\dots\dots (III.46)$$

On a : $\gamma_s = 1.4 \text{ t/m}^3$.

Application numérique :

$$V_s = 1185 \text{ m}^3 / An$$

b) Formule de Fournier :

$$Ta = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_A} \right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \dots\dots\dots (III.47)$$

Avec :

T_a : Taux d'abrasion en (t/Km²an)

P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux

$P_m = 36.48\text{mm}$;

P_A : Pluie moyenne annuelle = 283 mm;

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

$H_{\max}$: Altitude maximale = 1618m;

$H_{\min}$: Altitude minimale = 1214m;

S : Surface du bassin versant = 3 Km².

AN:

$h = 181.8\text{m}$

D'où $T_a = 96.80 \text{ t/Km}^2\text{an}$

III.5.6. Calcul du volume mort :

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

1. Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple) :

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{T_s \cdot T \cdot S}{\gamma_s} \dots\dots\dots \text{(III.48)}$$

AN:

T : Durée de vie du barrage (10 ans);

γ_s : Poids spécifique des sédiments (1.4 t/m³);

S : Surface du bassin versant 3Km²

D'où : $V_m = 0.019\text{Mm}^3$.

2. Formule de TIXERONT :

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1,05 - 1,10) \frac{Q_s T}{\delta_s} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(III.49)}$$

Q_s : Le débit solide (t/an)

δ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\delta_s = 1,4 \text{ t/m}^3$).

$$Q_s = T_s \cdot S.$$

S : Superficie du bassin versant.

AN : $Q_s = 1659 \text{ t/an}$

T : Délai de service ; T = 10 ans. D'où : $V_m = 0.012 M m^3$

III.6. Régularisation : [3]

Le but de la régularisation est de déterminer la capacité optimum de la retenue de barrage qui permet de rendre réguliers les débits de l'oued ouanghal afin de satisfaire les besoins en eau d'irrigation avec le moindre risque de défaillance possible.

Il existe deux types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Pour notre étude, La régularisation saisonnière sera étudié.

Les paramètres indispensables au calcul de la régularisation sont :

- * La répartition mensuelle de la demande en eau.
- * La répartition mensuelle de l'apport ($A = 80\% H m^3$).
- * La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporations.
- * Les courbes caractéristiques de la retenue.

III.6.1. Détermination de la garantie de la restitution :

Les barrages destinés pour l'irrigation ont une garantie de restitution généralement égale à $P = 80\%$ qui répond à une marge de risques pondérés qui sont liés à un ou plusieurs facteurs influant directement ou indirectement sur le développement optimum de la culture.

La restitution est la quantité d'eau qu'on doit garantir pour satisfaire les besoins en eau d'un secteur utilisateur donné. Dans notre cas, il s'agit des besoins en eau pour l'irrigation. La question posée consiste à déterminer la quantité d'eau mise à la disposition de l'irriguant. Cette quantité doit suffire pour couvrir en même temps les besoins des plantes et aussi pour couvrir les quantités perdues dans la retenue. Connaissant la durée de la saison végétative, la répartition de cette quantité est proportionnelle soit à l'évapotranspiration, soit aux déficits des écoulements mensuels des mois : Mars, avril, mai, juin, juillet, août et septembre, durant lesquels on prend les quantités nécessaires de la retenue collinaire pour l'irrigation. Les besoins exprimés en $M m^3$ pour le projet est $U_{80\%} = 120000 m^3$ (obtenue d'après DHW).

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation est donnée au tableau N° II.29.

Tableau III.29 : Répartition mensuelle des besoins

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Besoins mens (%)	1.1	0	0	0	0	0	1.2	12.3	17.4	22.5	27.1	18.4
Besoins mens (m^3)	1320	0	0	0	0	0	1440	14760	20880	27000	32520	22080

III.6.2. Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ (Hm^3) :

L'apport $A_{80\%}$ est déjà calculé (voir tableau N°.II.19) et nous avons la répartition mensuelle des précipitations donc avec la règle de trois nous pouvons calculer l'apport mensuel à (80%).

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

Tableau .III.30 : Répartition mensuelle des apports $A_{80\%}$

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
A mens (%)	12.89	9.16	8.84	6.76	6.58	7.77	10.95	8.47	9.64	7.53	4.52	6.88
Amens(m^3)	17630.52	12528.75	12091.06	9246.1083	8999.910	10627.55	14977.05	11584.99	13185.27	10299.28	6182.3	9410.24

III.6.3. Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface » :

La cote minimale relevée est de 1121 m et la maximale de 1135 m.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (III.50)$$

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

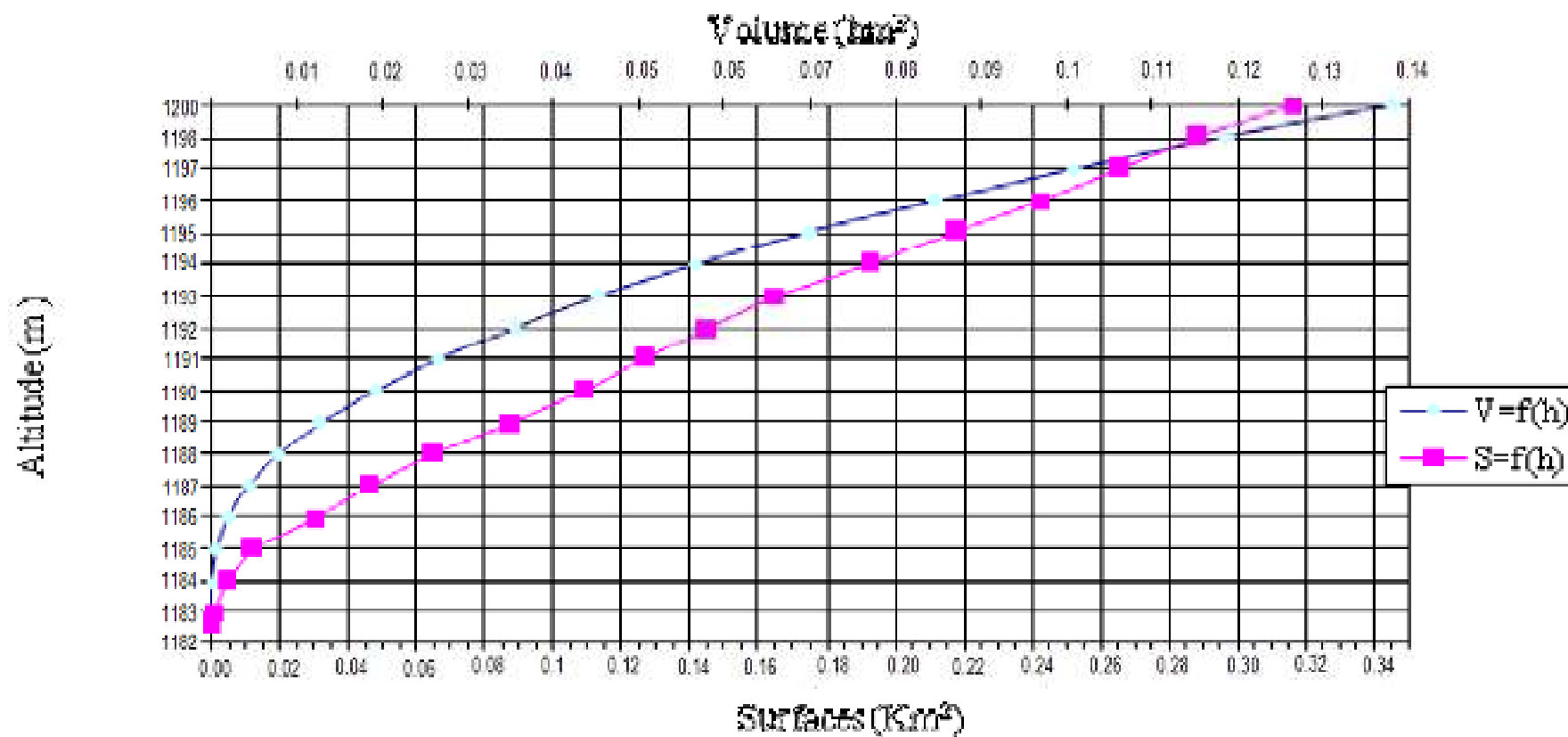
S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m^2

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

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

Le tableau donne les caractéristiques topographiques de la retenue (annexe C) .

Courbes Capacité-Surface-Hauteur



III.6.4. Calcul du volume utile :

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

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

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

III.6.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes:

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau

(Annexe D) Du tableau on a :

$$V_s = 80114.4 \text{ m}^3$$

$$V_d = 62462.4 \text{ m}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ D'où : $V_u = V_d$ Alors :

$$V_u = 62462.4 \text{ m}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m \dots\dots\dots (III.51)$$

D'où : $V_{NNR} = 74462 \text{ Mm}^3$

II.6.4.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes):

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ◆ Pertes par évaporation.
- ◆ Pertes par infiltration

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau

(Annexe E)

Du tableau on a : $V'_s = 65276.58 \text{ m}^3$, $V'_d = 63467.43 \text{ m}^3$.

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V'_s > V'_d \quad \text{D'où : } V'_u = V'_d \quad \text{Alors : } V'_u = 63467.43 \text{ m}^3$$

Tableau III.31 : Volumes des pertes dans la retenue :

Pertes par évaporation et infiltration (1er approximation)						
Mois	V moy (m3)	S moy (m2)	E vp (mm)	V evp (m3)	V inf (m3)	P (m3)
Septembre	30105.20	320.00	151.23	48.39	150.53	198.92
oct	44439.20	500.00	90.88	45.44	222.20	267.64
nov	56679.20	620.00	43.59	27.03	283.40	310.42
des	68701.60	780.00	37.35	29.13	343.51	372.64
je	79087.60	840.00	35.5	29.82	395.44	425.26
fe	83462.40	1070.00	37.77	40.41	417.31	457.73
m	83462.40	1070.00	61.63	65.94	417.31	483.26
a	83462.40	1070.00	84.49	90.40	417.31	507.72
m	78782.00	810.00	141.15	114.33	393.91	508.24
Ju	67156.80	790.00	205.5	162.35	335.78	498.13
juil	49072.40	540.00	284.8	153.79	245.36	399.15
Août	29966.40	300.00	246.51	73.95	149.83	223.79
Total			1420.4	807.04	3622.06	4429.10

A) Estimation de l'erreur :

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

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

V'_u : volume utile en tenant compte des pertes.

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

Nous avons :

$$E = (V'_u - V_u) / V_u = (63467.43 - 62462.4) / 63467.43 = 1,58\% < 2\%$$

Pour satisfaire les besoins en eau pour l'irrigation dans le cas de l'irrégularité des Apports, on prend un volume normale a la retenue égale à :

$$V_{NNR} \equiv 60487 + 12000 = 72487 \text{ m}^3$$

III.7) Laminage des crues :

Le calcul du laminage de crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement, Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue, Cette relation peut être formulée comme suit :

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots(III-52)$$

Où : Q : le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumule a l'instant t est : $Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots(III-53)$

Où :

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

III.7.1.1e procédés de calcul :

Il existe plusieurs procédés de calcul comme Hedeblat, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step et d'autre méthodes, nous retenons la méthode Méthode de Kotcherine.

A) Méthode de KOTCHERINE :

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

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

A.1) Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprime selon la relation suivant :

$$V_F = V_C \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q\%} \right) \dots\dots\dots(III.54)$$

Où :

VF : le volume d'eau en charge,

VC : le volume de la crue,

Q% : le débit de la crue,

qlam : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

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

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

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

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

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(\text{III.55})$$

Où :

m : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge H, et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à 0,48;

g : l'accélération de pesanteur; [g = 9,81m²/s];

L : la largeur de déversoir,

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

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

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

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

$$V_{\text{moy}} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \dots\dots\dots(\text{III.56})$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversant par la même formule qui a dessus et L compris entre 8 et 18 mètres.

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

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

H_o : est la charge globale;

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

P : la hauteur de pelle.

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

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

Les graphiques de la figure sont accordés à la table de calculs, en faisant varier les variables H et L , Les relations s'ajustent automatiquement. (Annexe F)

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.14.

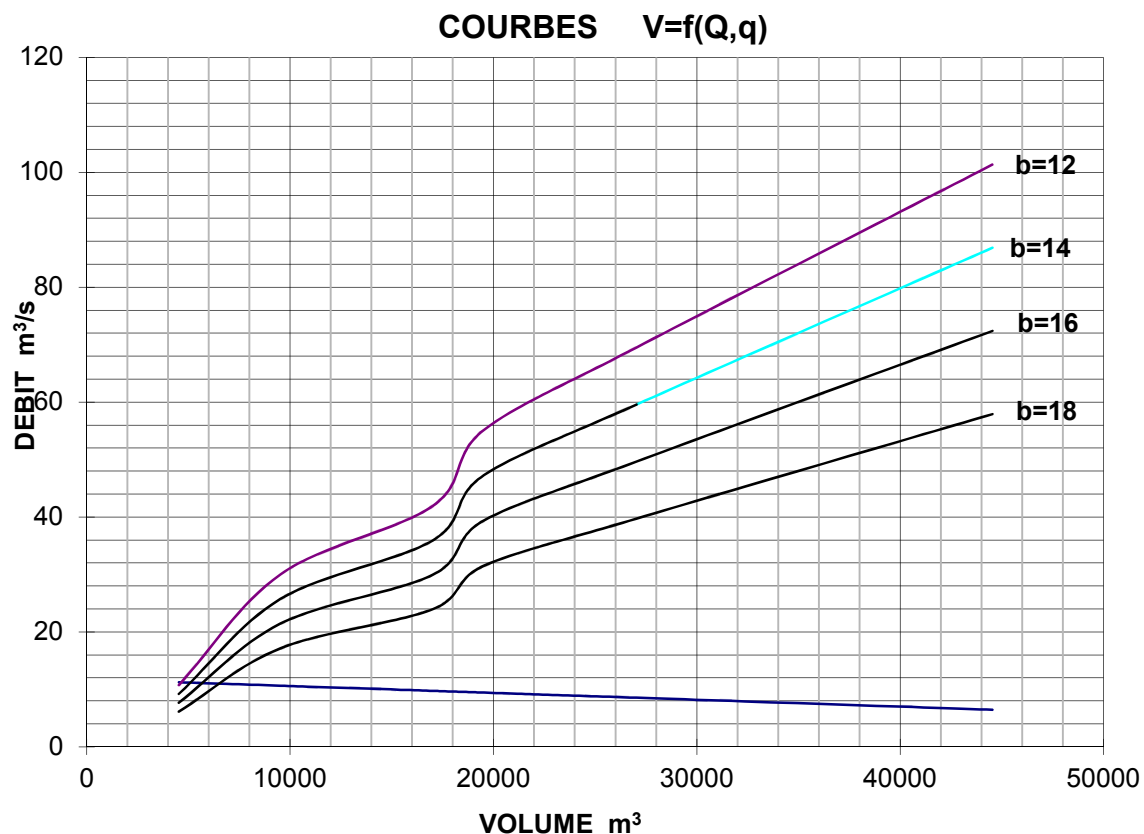


Figure II 13 : Courbes $V=f(Q,q)$

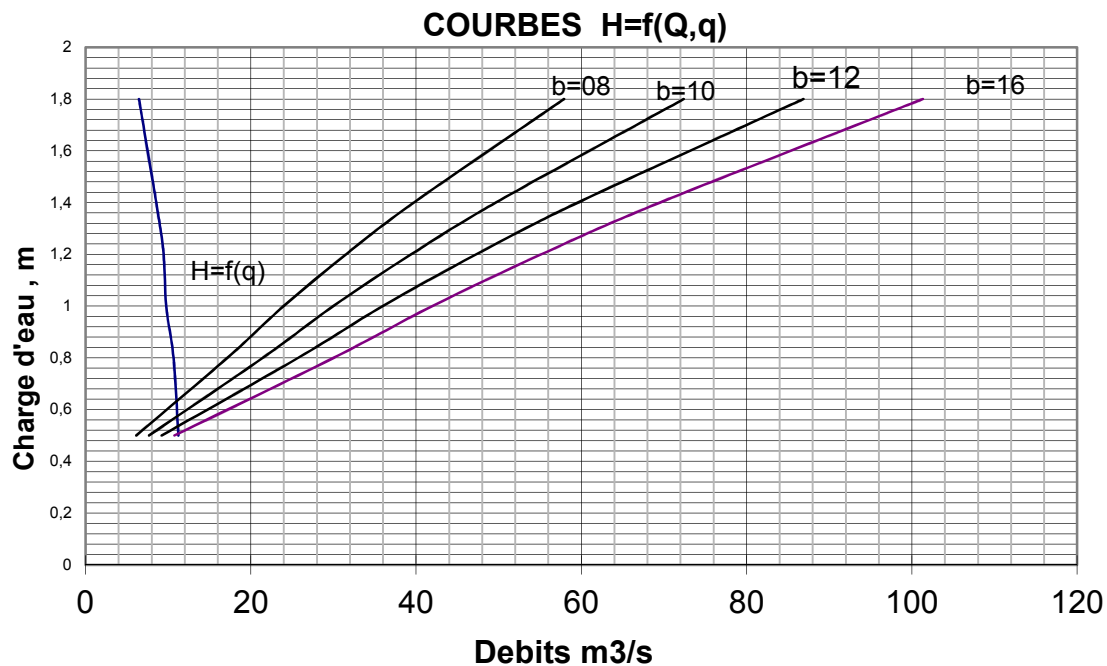


Figure III 14 : Courbes $H=f(Q,q)$

Tous les calculs et résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau III.32: Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherin

Largeur	Hauteur	Debitlam	COTE PHE
m	m	m^3/s	,m
8	0.4	11.23847	1192.4
10	0.6	10.8411	1193.6
12	1	9.745045	1193.8
14	1.2	9.44636	1193.9
16	1.4	8.550302	1194
18	1.8	6.459502	1194.2

Pour des raisons économiques et de sécurité on adopte un déversoir de largeur égal à $b=10$ correspondent à un débit laminé $10.84 m^3/s$ et charge déversant égale $0,6 m$.

Conclusion :

Dans cette partie, on a déterminé les différents paramètres hydrologiques : La cote du niveau normal de la retenue, la cote du niveau du volume mort, le volume utile, le volume mort, Niveau maximal des eaux PHE et le volume normale de la retenue.

Ces résultats sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.33: les différents paramètres hydrologiques

NVM (m)	1185.5 m
NNR (m)	1193 m
Volume mort	12000m³
Volume utile	62462.4m³
Volume normal de la retenue	74462.4 m3
NPHE(m)	1193.6

IV. Etude des variantes:

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

Le terme terre couvre toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que les latérites, des schistes et grès tendres...etc.

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

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de dimensionnement de l'ouvrage. En effet, c'est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponibles à proximité du site de l'aménagement hydraulique que l'on peut proposer des variantes et en écarter.

IV-1 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-2 Choix du type de barrage :

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

➤ La topographie du site:

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

➤ **Morphologie de la vallée :**

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

➤ **Conditions géologiques et géotechniques :**

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

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

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

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

➤ **Les matériaux de construction :**

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

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

IV-3 Les variantes à choisir :

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux et on a trois variantes au choix :

✕ **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.

Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration, le drain est constitué de matériaux grossiers (gravier et sable).

✖ **Barrage zoné :**

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.

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réaliser en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci.

Le noyau interne a le gros avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite.

✖ **Barrage en enrochement avec masque en béton :**

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenable, difficulté de mise en oeuvre,....

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.4 Le volume du corps du barrage:

Le volume du corps du barrage est donné par la formule suivante:

$$V_b = \sum V_i$$

$$\text{Tel que : } V_i = \frac{[w_i - w_{i+1}]}{2} L_i \dots\dots\dots (III.01)$$

Avec V_i : volume du barrage dans la coupe i;

W_i : section transversale du barrage dans la coupe i;

L_i : distance entre deux coupes voisines;

$$w_i = \frac{[b + B_{pi}]}{2} H_{bi} \dots\dots\dots (III.02)$$

b : largeur du couronnement;

$$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) H_{bi} \dots\dots\dots (III.03)$$

m_1 : pente du talus amont;

m_2 : pente du talus aval.

IV.4.1 Variantes de la digue:

- 1^{ère} variante: barrage en terre homogène avec un drain vertical.
- 2^{ème} variante: barrage à zones.
- 3^{ème} variante: barrage en enrochement avec un masque amont en géomembrane.

- **Evaluation du prix total des différents matériaux:**

↳ 1^{ère} variante:

Pour un barrage homogène en d'une hauteur de 15 m on prend les pentes des talus: $m_1=3,0$ et $m_2=2,5$, le volume du corps de la digue est calculé avec :

$$V_b = 27305,60 \text{ m}^3$$

↳ 2^{ème} variante:

Pour un barrage à zones d'une hauteur de 15 m on prend les pentes des talus amont et aval: $m_1 = m_2 = 2,5$, le volume du noyau et des recharges sont respectivement :

$$V_n = 6473.50 \text{ m}^3 \text{ et } V_r = 20832.12 \text{ m}^3$$

↳ 3^{ème} variante:

Pour un barrage en enrochements d'une hauteur de 16m on prend les pentes des talus amont et aval: $m_1=m_2=2,5$. ainsi que l'épaisseur du masque est prise égale à 0,5m, le volume du remblai et du masque en béton sont respectivement :

$$V_{m.b} = 269,60 \text{ m}^3 \text{ et } V_r = 25869.97 \text{ m}^3$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

- **Tableau IV.01:** Etude comparative de différentes variantes

Type de barrage	Destination	Volume	Coût	Coût total
		m ³	(10 ⁶ DA)	(10 ⁶ DA)
Barrage homogène	Recharges	28305,60	7,67	07,67
Barrage zoné	Recharges	20832.12	6,25	08,17
	Noyau	06473.50	1,92	
Barrage en enrochements avec masque en béton	Recharges	25869.97	7,67	9,55
	Masque en béton	00269,60	1,88	

Conclusion:

Après évaluation des volumes des travaux a révélé que la variante de la digue homogène est plus appropriée comparativement qu'aux deux autres variantes. Du point de vue technique, les deux variantes sont faisables, du point de vue économique les deux variantes sont également faisables. Toutefois si on doit choisir entre les deux variantes étudiées la première s'impose pour la raison de facilité de construction et disponibilité des matériaux de construction (principalement l'argile) de quantité et de qualité, sur le gîte d'empreinte qui est situé à la cuvette.

Introduction :

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques 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 terme "terre" couvre donc toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même, on utilise des roches altérées facilement compactables, tel que des latérites, des schistes et grès tendres.

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.

V.1 Classification de l'ouvrage :

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. Et pour savoir la classe de notre barrage nous avons le *tableau V.01*.

- **Tableau V.01:** Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

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

D'après le tableau notre barrage appartient à la classe IV.

V.2 Définition de profil général de la retenue :

V.2.1 Hauteur de barrage :

1. Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) *Formule de STEVENSON GAILLARD :*

$$R = 0,75H + \frac{V^2}{2g} \quad \text{Et :} \quad H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \quad \dots\dots\dots (V.01)$$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre ($F = 0,970 \text{ km}$).

$$\underline{\text{A.N :}} \quad H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,970} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,970}$$

$$H = 0,83 \text{ m}$$

$$\text{D'où :} \quad V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,83$$

$$V = 3,16 \text{ m/s}$$

$$\text{Donc :} \quad R = 0,75 \cdot 0,83 + \frac{3,16^2}{2 \cdot 9,81}$$

$$R = 1,13 \text{ m}$$

b) Formule de MALLET et PACQUANT : (1951) petit barrage en terre

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{V^2}{2g} \quad \text{Et :} \quad H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (\text{V.02})$$

$$\underline{\text{A.N :}} \quad H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{0,970}$$

$$H = 0,82 \text{ m}$$

$$\text{D'où :} \quad V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,82$$

$$V = 3,14 \text{ m/s}$$

$$\text{Donc :} \quad R = 0,75 \cdot 0,82 + \frac{3,14^2}{2 \cdot 9,81}$$

$$R = 1,11 \text{ m}$$

c) Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (\text{V.03})$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,970} = 1,30 \text{ m}$$

On prend une valeur donnée par la formule simplifiée pour plus de sécurité donc :

$$\boxed{R = 1,30 \text{ m.}}$$

2. Calcul le tassement du barrage :

Pour les barrages dont la hauteur ne dépasse pas 20 m on peut préalablement prendre le tassement égale à (0,50 à 1,50) % de la hauteur du barrage.

Pour les petits barrages on calcule le tassement d'après la formule:

$$T = 0,015 H_b \dots\dots\dots (\text{V.04})$$

Avec T : Tassement de la crête du barrage;

H_b : Hauteur du barrage.

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t$$

D'où : $H_b = 1193 - 1180.6 + 0.6 + 1.30 + 0.20$

$$H_b = 14.5 \text{ m}$$

V.2.2 La largeur en crête :

Pour les digues dont les hauteurs sont inférieures à 10 m , la largeur de la crête ne doit pas être inférieure à 3 m . Pour les digues de hauteur supérieure à 10 m , la largeur de la crête sera égale à $1/3$ de la hauteur de la digue, mais en général il est recommandable que la largeur soit de $(4 \text{ à } 6 \text{ m})$.

1) Formule de KNAPPEN :

$$b_{\text{cr}} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (\text{V.05})$$

2) Formule de E- F-PREECE :

$$b_{\text{cr}} = (1.1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (\text{V.06})$$

3) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{\text{cr}} = 3.60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (\text{V.07})$$

4) Formule pratique :

$$b_{\text{cr}} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (\text{V.08})$$

Avec H_b : Hauteur du barrage (m).

- **Tableau V.02:** Récapitulatif des résultats de calcul de largeur en crête

Formule	b_{cr} (m)
KNAPPEN	6,28
EF PREECE	5,19
PRATIQUE	5.78
SIMPLIFIEE	4,98

La formule qui donne la valeur la plus proche à la moyenne et celle de **PRATIQUE**

Donc on opte pour une largeur de crête égale à:

$$b_{\text{cr}} = 06 \text{ m.}$$

V.2.3 La longueur en crête :

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à:

$$L_{\text{crête}} = 214 \text{ m.}$$

V.2.4 les bermes :**a) Talus amont :**

Une berme est projetée au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, donc nous aurons une berme de largeur 3m à la cote 1188,41m NGA.

b) Talus aval :

la berme au talus aval sert à l'évacuation des eaux de ruissellement, de largeur 3m à la cote 1189,81 m NGA.

V.2.5 Pentes des talus :

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales.

- Tableau V.03: Valeurs indicatives des pentes des talus

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
$H < 05$	- Homogène	2,5	2,0
	- A zones	2,0	2,0
$05 < H < 10$	- Homogène granulométrie étendue	2,0	2,0
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2,0	2,5
$10 < H < 20$	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0
$H \geq 20$	- Homogène granulométrie étendue	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0

Pour les calculs préliminaires, nous adoptant les valeurs suivantes; valeurs que nous retiendrons si toutefois la stabilité est assurée.

✖ talus amont $I: 3,00$

✖ talus aval $I: 2,50$

V.2.6 Protection de la Crête :

La crête du barrage en tant qu'élément de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable elle est réalisée avec pente de 02 pour mille dans les deux cotés. Elle peut servir pour les passages de service.

La crête est revêtue de par un mélange de pavage(pierres+béton) de *30cm d'épaisseur*, et elle doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, et la couche de protection doit être bien compactée.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage).

V.2.7 Protection des talus :

Les talus de la digue doivent nécessairement être protégés contre toute action pouvant contribuer à leur altération.

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

*** Le talus aval :**

On doit concevoir le revêtement pour éviter la 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 *0,30 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.

*** Le talus 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 la méthode suivante:

Méthode: TVA:

$$e = C \cdot V^2 \dots\dots\dots (V.09)$$

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

V : Vitesse de propagation des vagues (3,16 m/s);

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'enrochement ($\gamma_p = 2,50 \text{ g/cm}^2$).

La valeur de C est donnée par le *tableau IV.04*.

- **Tableau V.04:** Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids

PENTE DU TALUS	VALEUR DE C POUR		
	$\gamma = 2,50$	$\gamma = 2,65$	$\gamma = 2,80$
1/ 4,0	0,027	0,024	0,022
1/ 3,0	0,028	0,025	0,023
1/ 2,0	0,031	0,028	0,026
1/ 1,5	0,036	0,032	0,03
1/ 1,0	0,047	0,041	0,038

D'où : $e = 0,27 \text{ m.}$

En analysant les résultats obtenus, on peut conclure que l'épaisseur à retenir pour la suite du dimensionnement de la digue est $e = 30 \text{ cm}$.

Donc on retient une protection d'une épaisseur de 30 cm d'enrochements, 50% de l'enrochement doit avoir un poids unitaire " P " tel que:

$$P \geq 0,52 * e^2 * G_s \dots\dots\dots (V.10)$$

Le diamètre moyen d'un bloc réduit à la sphère équivalente sera:

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{Q_p}{0,524 \cdot \gamma_p}} \dots\dots\dots (V.11)$$

Avec D_p : Diamètre moyen de la pierre en (m);

γ_p : Poids volumique de la pierre ($\gamma_p = 24 \text{ KN/m}^3$);

Q_p : Poids d'une pierre, calculé par la formule suivante :

$$Q = \left(\frac{0.025 \cdot \gamma_p \cdot h^2 \cdot \lambda}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_w} - 1 \right)^3 \sqrt{1 + m^2}} \right) \quad [\text{Tonne}] \dots\dots\dots (V.12)$$

Où m_1 : Pente du talus amont;

γ_w : Poids volumique de l'eau en (KN/m³);

h : Hauteur des vagues ($h = \beta \cdot h_0$);

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

Selon LABOZOVSKY :

$$\lambda = \alpha \cdot \lambda_0 \dots\dots\dots (V.13)$$

Avec λ_0 et h_0 : Valeurs calculées en eau profonde ;

α et β : Coefficients en fonction de la hauteur maximale d'eau dans la retenue.

$$h_0 = 0,073 \cdot K \cdot V \cdot \sqrt{F \cdot \varepsilon} \quad \text{Et} \quad \lambda_0 = 0,073 \cdot K \cdot V \cdot \sqrt{\frac{F}{\varepsilon}} \dots\dots\dots (V.14)$$

Où K : Coefficient caractérisant l'intensité et l'accroissement de la vague :

$$K = 1 + e^{0,40 \cdot \frac{F}{V}} \dots\dots\dots (V.15)$$

ε : Cambrure de la vague donnée par :

$$\xi = \frac{1}{9} + \frac{1}{19} e^{\frac{-14}{V}} \dots\dots\dots (V.16)$$

F : Longueur de l'élan ou longueur du fetch qui devra vérifier la condition suivante :

$$(F < F_{cr} = 30 V^2 \varepsilon).$$

V : Vitesse des vagues en m/s.

- Tableau V.05: Résultats de calcul

Indices	ε	K	λ_0	h_0	h_0/λ_0	α	β	h	λ
Valeurs	00,11	02,13	01,45	00,16	00,11	00,44	00,56	00,09	00,64

Ainsi :

$$Q_p = \frac{0,025 \cdot 24 \cdot 0,09^2 \cdot 0,64}{\left(\frac{24}{10} - 1 \right)^3 \sqrt{1 + 3^2}}$$

$$Q_p = 0,21 \text{ KN}$$

Le diamètre moyen résulte :

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{0,21}{0,524 \cdot 2,4}}$$

$$D_p = 0,50 \text{ m}$$

V.3. Drainages :

V.3.1 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.

♦ Dimensionnement du prisme aval :

✓ *fruits des talus :*

$$m_1 = (1,00 \div 1,75) \text{ on prend } m_1 = 1,5.$$

$$m_2 = (1,50 \div 2,50) \text{ on prend } m_2 = 2.$$

✓ *la hauteur du drain :*

$$h_{dr} = (0,15 \div 0,20) * H_{bcr} \dots\dots\dots (V.17)$$

Avec H_{bcr} : Hauteur du barrage ;

AN: $h_{dr} = 0,20 * 14,5$

$$h_{dr} = 2,9 \text{ m.}$$

Dans notre cas puisque le drain va servir la stabilité du barrage on opte pour un drain de 3 m avec une crête callée à la côte $1184,21 \text{ m.NGA}$.

✓ *la largeur en sommet :*

Elle est donnée par :

$$b_{dr} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4}\right) h_{dr} \dots\dots\dots (V.18)$$

AN: $b_{dr} = \frac{1}{3} * 2,9$

$$b_{dr} = 1,0 \text{ m.}$$

Mais nous opterons pour une largeur en crête de $3,00 \text{ m}$ disant que notre drain prisme va jouer le rôle d'une berme.

✓ *largeur en base du drain :*

Elle est exprimée par :

$$B = b_{dr} + (m_1 + m_2) * h_{dr} \dots \dots \dots (V.19)$$

AN : $B = 1 + (1,5 + 2) * 2,9$

$$B = 11,15 \text{ m.}$$

V.4 La clé d'étanchéité :

D'après les résultats obtenus au laboratoire, on peut dire que le fond de la vallée d'Oued **ounghal** est constitué généralement d'une couche alluvionnaire, où la présence d'un grand risque de pertes d'eau par infiltrations au dessous du corps de la digue.

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 *04 m*. 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 *0,40 m*. La largeur en base est de *03 m*, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=01$.

V.5 Les hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre :

Il s'agit tout d'abord de déterminer la ligne de saturation dont le calcul suppose les hypothèses suivantes :

- que le sol est homogène et isotrope, c'est à dire que la perméabilité horizontale est identique à la perméabilité verticale.
- que la ligne phréatique suit la loi de la parabole de KOZENY.
- que le calcul se fera pour la section critique de la digue.

La parabole de la courbe de KOZENY s'écrit comme suit :

$$y^2 - y_o^2 - 2xy_o = 0 \dots \dots \dots (V.20)$$

$$y_o = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots \dots \dots (V.21)$$

Avec $h = H_e$ étant la hauteur d'eau;

d : étant la largeur en base diminuée de $0,7 * b$;

$b = m_1 * h$;

$d = 44.70 \text{ m}$ est déterminée graphiquement.

$$y_o = 01,69 \text{ m.}$$

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

$$y^2 = 2,64 x + 1,74$$

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) :

$$\begin{aligned} a_0 &= Y_0/2 \\ a_0 &= (\sqrt{d^2 + H^2} - d)/2 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (V.22)$$

AN : $a_0 = 1,69 / 2$
 $a_0 = 0,84 \text{ m}$

- Tableau V.06: Coordonnées de la parabole de KOZENY

x	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22
y	1.69	3.10	4.04	4.81	5.46	6.05	6.59	7.08	7.5	7.98	8.39	8.78

x	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22
y	1.69	3.10	4.04	4.81	5.46	6.05	6.59	7.08	7.5	7.98	8.39	8.78

Le point d'intersection de la parabole avec la face aval du noyau C est déterminé par

l'équation Suivante : $a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} \dots\dots\dots (V.23)$

Avec a : la distance OC;

Δa : la distance C_1C ;

α : angle de face aval du drain avec l'horizontale.

A partir de l'abaque de Casa-grande (Voir Annexe), on détermine :

Avec $\alpha = 90^\circ$ $\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0,25$

$$\begin{aligned}\underline{\text{AN}} : a + \Delta a &= \frac{1,69}{1 - 0} \\ a + \Delta a &= 1,69 \text{ m.} \\ \Delta a &= 0,69 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\boxed{a = 1 \text{ m.}}$$

Connaissant a et Δa , on peut tracer le profil de la ligne de saturation.

V.5.1 Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite) :

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

$$q_n = K * I * A \dots\dots\dots (V.24)$$

Avec 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 : $I = \frac{dy}{dx}$

La section d'infiltration est: $A = y * I$

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

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

$$\text{Sachant que : } K = 10^{-11} \text{ m/s}$$

$$\boxed{Q = 1.69 * 10^{-11} \text{ } m^3 / s / ml.}$$

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q * L$$

$$\boxed{Q = 1,95 * 10^{-11} \text{ } m^3 / s.}$$

Le débit de perte en une année sera :

$$\boxed{Q_{an} = 6,14 \times 10^{-4} \text{ } m^3 / an.}$$

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

V.5.2 Calcul des fuites à travers la fondation :

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

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (V.25)$$

Avec I_{cr} : Gradient d'infiltration critique donné par le *tableau V.07*.

K_s : Coefficient de sécurité déterminée d'après le *tableau V.08*.

- **Tableau V.07:** *Le gradient d'infiltration critique*

<i>Sol de fondation</i>	Argile	Limon	Sable gros	Sable moyen	Sable fin
<i>I_{cr}</i>	1,20	0,65	0,45	0,38	0,29

- **Tableau V.8:** *Le coefficient de sécurité en fonction de la classe de l'ouvrage*

<i>La classe de l'ouvrage</i>	<i>I</i>	<i>II</i>	<i>III</i>	<i>IV</i>
<i>K_s</i>	1,25	1,20	1,15	1,10

Avec I_f : Gradient d'infiltration dans la fondation donné par

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c} \dots\dots\dots (V.26)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation.

H : charge d'eau (12,4m).

L : longueur à la base du barrage.

$$\underline{\text{AN}} : \quad I_f = \frac{9}{59 + 0.82 * 3} = 0,15$$

$$\frac{I_{cr}}{K_s} = \frac{1,20}{1,10}$$

$$\frac{I_{cr}}{K_s} = 1,09 \geq I_f$$

La résistance d'infiltration de la fondation est vérifiée.

V.5.3 Calcul des filtres :

V.5.3.1 Règles des filtres :

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

✖ Condition 01 :

$$\frac{D_{50}}{D_{15}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} (1 + 0,05 \eta, \frac{n}{1-n}) \dots\dots\dots (V.27)$$

Avec η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre;

$$\eta = D_{60} / D_{10} \dots\dots\dots (V.28)$$

n : Porosité du sol en fonction d'unité;

$$n = n_0 - (0,1 * \text{Log } \eta) \dots\dots\dots (V.29)$$

☞ $n_0 = 0,40$ pour les sols caillouteux;

☞ $n_0 = 0,45$ pour les sols argileux;

✖ Condition 02 :

Vérification des suffisances de perméabilité:

$$K_F = (2 + \sqrt[6]{\eta} * K) \text{ m/s} \dots\dots\dots (V.30)$$

Avec 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.

V.5.3.2 Détermination de la courbe granulométrique des filtres :

En tenant compte des règles suivantes :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \dots\dots\dots (V.31)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \dots\dots\dots (V.32)$$

Avec D_{50} : Diamètre de filtre ;

d_{15} : Diamètre du sol à protéger.

✓ Granulométrie de sol à protéger :

$d_{15} = 0,002 \text{ mm};$

$d_{50} = 0,030 \text{ mm};$

$d_{85} = 0,700 \text{ mm};$

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

☞ $0,024 \text{ mm} < D_{15} < 0,080 \text{ mm};$

☞ $0,360 \text{ mm} < D_{50} < 1,740 \text{ mm};$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0,052 \text{ mm};$$

$$D_{50} = 1,050 \text{ mm}.$$

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

$$\Rightarrow 0,624 \text{ mm} < D_{15} < 2,08 \text{ mm};$$

$$\Rightarrow 12,60 \text{ mm} < D_{50} < 60,9 \text{ mm}.$$

D'où la courbe granulométrique moyenne a les dimensions suivantes :

$$D_{50} = 1,352 \text{ mm};$$

$$d_{15} = 36,75 \text{ mm}.$$

✓ *Filtre N° 01 :*

♦ **Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres :**

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

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta(1 + 0,05\eta)} \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (V.33)$$

D'après la courbe granulométrique de F_1 :

$$d_{05} = 0,030 \text{ mm}; d_{10} = 0,040 \text{ mm};$$

$$d_{17} = 0,060 \text{ mm}; d_{60} = 2,000 \text{ mm};$$

AN : $\eta = D_{60} / D_{10}$

$$\eta = 50 \text{ Coefficient d'hétérogénéité};$$

$$n_0 = 0,45 \text{ d'où } n = 0,30;$$

$$D_5 / D_{17} = 0,50 > 0,38.$$

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

♦ **Vérification de La condition de terzagui (zone de transition) :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,052}{0,70} = 0,07 < 4 \dots\dots\dots (V.34)$$

La condition de terzagui est vérifiée.

✓ *Filtre N° 02 :*

♦ **Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres :**

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

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta(1 + 0,05\eta, \frac{n}{1-n})}$$

Avec $D_5 / D_{17} = 0,75 > 0,40$ Pour $n = 0,278$; $\eta = 60,20$.

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

♦ **Vérification de La condition de terzagui (zone de transition) :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{1,352}{0,70} = 1,93 < 4 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

♦ **Conclusion :**

On prévoit:

Une Première couche est en gravier d'épaisseur *20 cm*;

La deuxième couche de filtre en sable d'épaisseur *20 cm*;

L'enrochement(rip rap) d'épaisseur *30 cm*.

V.6 Calcul de stabilité

V.6.1. Introduction:

Il est évident qu'un remblai mal dimensionné, et instable peut, d'une part porter préjudice à la sécurité des populations, exploitations agricoles et aménagements situés à son aval et, d'autre part, appellera probablement des travaux d'entretien.

Pour l'appréciation de la stabilité du remblai compacté de la retenue collinaire d'Oued ouanghal, et la vérification des valeurs des fruits des parements adoptés, nous avons utilisé la méthode des tranches (Méthode de FELLENIUS). Cette vérification a fait l'objet d'un calcul détaillé effectué manuellement. Ce calcul manuel a été réalisé avec la contribution d'un programme Excel.

Quatre cas peuvent être vérifiés :

Parement amont : cas vidange rapide.

Parement aval : cas fin de construction et fonctionnement normal.

Pour réaliser cette étude nous avons tenu compte des données suivantes :

- De la géométrie de la digue
- Des caractéristiques des matériaux utilisés
- Des différents niveaux d'eau dans la cuvette en fonction de l'exploitation du barrage (niveau de retenue normale et vidange rapide).
- Du niveau piézoélectrique dans les différentes couches.

- De l'accélération de la pesanteur en cas de séisme prévu pour une période de retour de 500 ans.

V.6.2 Principe de la méthode

Cette méthode nous amène à respecter les étapes suivantes :

- Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.
- Détermination du talus moyen.
- Tracer deux lignes au milieu du talus, l'une verticale et l'autre faisant un angle 85° avec le talus moyen.
- Détermination de la zone du centre du cercle de glissement, recommande de disposer le centre du cercle du glissement dont les limites définies par deux

cercles de rayons, $R_{\min}$ et $R_{\max}$ donnés par le tableau suivant :

Tableau (V.9): détermination des rayons max et min.

Pente des parements	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
$R_{\min}/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,50	2,2	3,0
$R_{\max}/H_b$	1,50	1,75	2,3	3,75	4,8	5,50

La ligne de glissement éventuelle est un arc de cercle a trois paramètres inconnus : rayon, abscisse et ordonnée du centre. La partie instable du talus (au-dessus du cercle de glissement) est divisée en certain nombre de tranches verticales de largeur égale.

Le coefficient de sécurité est égale à : $K_s = \frac{M_{resis}}{M_{mot}}$

M_{resist} : les moments résistants.

M_{mot} : les moments moteurs.

La valeur minimale du facteur de sécurité est caractérisée par un centre de cercle critique qui définit en fin de compte la valeur à prendre en considération, cette valeur du facteur de sécurité définie doit être supérieure du moins égale à la valeur admissible.

Tableau (V.10): les valeurs admissibles des coefficients de sécurité.

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,3 ÷ 1,2	1,2 ÷ 1,15	1,15 ÷ 1,1	1,1 ÷ 1,05
Spéciales Avec séisme)	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,05

Cas les plus défavorables :

a). Vidange rapide (talus amont)

La vidange rapide par laquelle a été vérifiée la stabilité du talus amont, est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

- Sans séisme
$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P) \tan \phi + \sum C dL}{\sum T_n}$$
- Avec séisme
$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) \tan \phi + \sum C dL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n}$$

Où:

C: Cohésion.

dL: Longueur déployée de la surface de rupture.

a : Coefficient d'intensité sismique de la zone a = 0,15.

d_n: Bras de levier (en m).

R : Rayon du cercle de glissement.

N: Contrainte normale.

$$N_n = G_n \cdot \cos \alpha_n$$

α_i: angle vertical de la tranche.

$$G_n = b_n (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3)$$

Remarque

γ_{sat} : Densité saturée utilisée au-dessous de la ligne de saturation.

γ_h : Densité humide utilisée entre la ligne de saturation et le niveaux NNR.

γ_d : Densité sèche utilisée entre le niveaux NNR et PHE.

γ' : Densité déjaugée utilisée pour le cas de vidange rapide.

T: Contrainte tangentielle.

$$T_n = G_n \cdot \sin \alpha_n$$

φ: Angle de frottement interne.

P: Pression interstitielle.

$$P = \gamma_w \cdot h_n \cdot l_n$$

Où : γ_w : Poids volumique de l'eau γ_w=1(t/m³).

h_n : Hauteur de la tranche n.

l_n : Longueur de l'arc délimitait.

La base de la tranche n, tel que :

$$l_n = \frac{b_n}{\cos \alpha_n}$$

b). Fin de construction (talus aval)

L'étape la plus critique se situe juste a la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

- Sans séisme
$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \tan \phi + \sum CdL}{\sum T_n}$$
- Avec séisme
$$K_{as} = \frac{\sum N_n \tan \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n}$$

c). Retenue normale (talus amont et aval)

De même que pour la fin de construction, le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement a l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

- Sans séisme
$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P) \tan \phi + \sum CdL}{\sum T_n}$$
- Avec séisme
$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) \tan \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n}$$

Tableau (V.11) : Caractéristiques géotechniques

Paramètres	Valeurs
γ_d (t/m ³)	1.78
γ_v (t/m ³)	1.11
γ_{sat} (t/m ³)	2.11
ϕ°	23°
C_u (t/m ²)	2

Les coefficients admissibles de stabilité :

$K_{adm} = (1.5 - 1.1)$ (sans séisme).

$K_{adm} = 1.05$ (avec séisme).

Les résultats de calcul sont regroupés dans les tableaux suivant :(annexe H)

Tableau (V.12) : coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement

		COEFFICIENT DE SECURITE	
CAS DE SOLLICITATION		Avec séisme	Sans séisme
Fonctionnement normal	Talus amont		
	R= 22,77 m	3,06	1,95
	R= 25,02 m	3,29	2,315
	R= 27,26 m	3,41	2,45
	R= 30,22 m	2,48	1,81
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R= 20,21 m	1,93	1,67
	R= 21,73 m	1,56	1,24
	R= 22,55 m	1,86	1,35
	R= 23,42 m	1,66	1,16
Fin de construction	Talus aval		
	R= 22,27 m	3,06	1,95
	R= 25,02 m	3,29	2,316
	R= 27,26 m	3,41	2,45
	R= 30,22 m	2,48	1,81
Vidange rapide	Talus amont		
	R= 20,21 m	3,34	2,20
	R= 21,73 m	1,67	1,22
	R= 22,55 m	1,92	1,45
	R= 23,42 m	2,10	1,74

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

Introduction:

Les barrages réservoirs sont généralement équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres, en utilisant pour ce but, la charge hydraulique effective disponible (dans les limites d'un court tronçon du lit naturel ou artificiel). Les dimensions en plan et en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que les conditions de réalisation et d'exploitation. L'évacuateur de crues d'un barrage en terre est l'ouvrage le plus important, son prix peut approcher par fois celui du barrage. Il est bien reconnu que les barrages en terre présentent beaucoup d'avantages, cependant, leur premier inconvénient c'est qu'ils ne peuvent se passer de l'ouvrage supplémentaire mais indispensable, l'évacuateur de crues à pour rôle d'évacuer les eaux superflus des crues ; un rôle que ne peut assurer le barrage en terre par delà sa crête. Son dimensionnement est établi moyennant les séries de débits de crues grâce à l'élément de statistique, la crue de calcul (de pointe) est prise généralement pour des périodes de retour théoriques, c'est à dire pour des crues jamais observées, ceci pour garantir la sécurité de l'aménagement, de la population et des édifices à l'aval qui en dépendent.

VI.1 Classification des ouvrages annexes :

Les ouvrages annexes sont classés selon différents critères :

a) D'après La Fonction De L'ouvrage, on distingue :

-L'évacuateur De Crue : dont la fonction est d'assurer la sécurité du barrage.

Il sert à évacuer, en période de crue, l'eau excédentaire du réservoir, dans le bief aval ou dans le bassin versant voisin et ce afin d'éviter la submersion de la crête du barrage. Les évacuateurs de crue peuvent être disposés dans la partie centrale du barrage (barrage déversoir), sur les rives (évacuateur latéral) ou combinés à d'autres ouvrages d'exploitation de la retenue. Dans le barrage déversoir, les débits sont évacués soit par-dessus de barrage, soit à travers des orifices spéciaux. L'évacuateur latéral peut être projeté aussi bien dans le cas du barrage en remblai que dans le cas du barrage en béton.

Un barrage peut posséder plusieurs évacuateurs de crue de différents types, incluant aussi des évacuateurs de secours utilisés pour évacuer des débits exceptionnels de faibles fréquences.

-La Prise D'eau : dont la fonction est d'assurer le débit de pointe de la demande entre le niveau normal de retenue (NNR) et le niveau des plus basses eaux (PBE), tout en permettant le prélèvement d'une eau de qualité compatible avec sa destination. L'ouvrage de prise d'eau

fait transiter l'eau de consommation dans le bief aval ou dans un canal (conduite) disposé à l'aval sur l'une des rives de la vallée, destiné à l'irrigation, à l'alimentation en eau potable etc. Le barrage peut posséder un ou plusieurs ouvrages de prise d'eau. Dans des cas particuliers, le barrage peut ne pas contenir d'ouvrage de prise d'eau, quand la restitution des débits de consommation se fait par pompage.

-La Vidange De Fond : destinée à assurer la vidange totale ou partielle du réservoir en quelques jours, en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages ou pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts solides) et des parties amont du barrage (prise, vidange, parement amont du barrage). L'entonnement de l'ouvrage doit être disposé, autant que faire se peut, plus bas pour assurer le rabattement du volume de retenue.

Cet ouvrage est également utilisé pour assurer les débits utiles de consommation et la dérivation des eaux durant la période de construction des retenues collinaires et des petits barrages. Les ouvrages de prise d'eau et de vidange sont souvent regroupés et combinés à d'autres installations. Durant la période de construction du barrage, il y a nécessité d'évacuer des débits importants de crue de chantier. Pour cela on construit des ouvrages provisoires d'évacuation, appelés ouvrages de dérivation. Il est plus rationnel de combiner ces ouvrages provisoires à d'autres ouvrages annexes permanents d'exploitation.

b) Suivant La Disposition Par Rapport Au Lit De La Rivière :

Les ouvrages annexes peuvent être placés dans le lit mineur ou majeur ou bien sur les rives de la vallée.

c) Selon Les Particularités Constructives De La Section Transversale

on distingue :

- Les ouvrages découverts,
- Les ouvrages couverts,
- Les ouvrages combinés, avec un tronçon découvert et l'autre couvert.

d) En Présence Ou Non De Vannes De Commande

On distingue :

- Les ouvrages commandés (équipés de vanne de commande)
- Les ouvrages non commandés (non équipés de vanne de commande).

Ces derniers commencent à fonctionner automatiquement dès que le niveau d'eau dépasse la cote de la crête déversante ou de l'orifice d'entonnement.

e) D'après La Grandeur De La Charge Statique Effective Maximale

On distingue :

- Les ouvrages de faible charge ($H < 12$),
- Les ouvrages de charge moyenne ($H = 12 \div 80$ m),
- Les ouvrages de grande charge ($H > 80$ m),

VII.1.1 Choix De l'Évacuateur De Crues

Le choix de l'évacuateur de crues dépend des données hydrologiques et des conditions topographiques du site.

Dans notre cas les conditions topographiques nous obligent à projeter un évacuateur de crues à surface libre en rive droite dans le sens de l'écoulement, le tracé envisagé permet d'avoir un volume de terrassement minimal.

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

- Un canal d'approche
- Un déversoir
- Un chenal
- Un convergent
- Un coursier
- Un bassin de dissipation
- Un canal de restitution

VI.2 But

Pendant la période de crue, la submersion constitue un danger permanent pour les barrages en terre. Pour remédier à un tel risque on réalise un ouvrage évacuateur, qui aura pour rôle l'évacuation totale des débits de crues évitant ainsi l'endommagement du barrage et des autres ouvrages.

VI.2.1 Caractéristiques de l'évacuateur de crue :

- ✕ Déversoir type Creager;
- ✕ Niveau normal de la retenue $NNR = 1193 \text{ m NGA}$;

- ✱ Niveau le plus haute eaux $NPHE = 1193.6 \text{ m NGA}$;
- ✱ Charge à évacuer : $H = 0,6 \text{ m}$;
- ✱ Débit de pointe à évacuer $Q_{\text{évacuer}} = 10,84 \text{ m}^3/\text{s}$;
- ✱ Largeur déversante $L = 10 \text{ m}$.

VI.2.2 Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crue :

VI.2.2.1 canal d'approche :

Le canal d'approche sera conçu de façon à limiter les vitesses moyennes d'approche à fin de réduire au minimum les pertes de charge et de guider calmement les crues vers le seuil de déversement.

Généralement, l'écoulement est calme avec une vitesse faible en le comparant avec la vitesse d'écoulement dans le coursier.

Donc on doit créer une plate forme d'approche arasée à la cote du niveau normale de la retenue; $NNR = 1193 \text{ m NGA}$.

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V_a = \frac{Q_{\text{projet}}}{S} \dots\dots\dots (VI.01)$$

Avec V_a : vitesse d'approche;

Q : débit de projet évacuer (m^3/s);

S : section du canal (m^2); $S = H \times L$

H : charge d'eau (m); $H = h + P$

P : hauteur de pelle (m);

h : lame déversante (m).

A.N: $Q = 10,84 \text{ m}^3/\text{s}$;

$H = 0,6 \text{ m}$;

$S_c = 6,0 \text{ m}^2$;

D'où $V_p = 1,81 \text{ m/s}$.

La vitesse admissible pour le sol en place $V_{adm} = (0,45-1,97) \text{ m/s}$

$V_p < V_{adm}$ donc pas de risque d'érosion et d'affouillement.

✧ Hauteur du mur du canal d'approche :

La hauteur de mur est :

$$H_m = h + P + R \dots\dots\dots (VI.02)$$

Avec R : la revanche

On adopte une valeur de : $H_m = 2,6 \text{ m.}$

↳ *Longueur du canal d'approche* : La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 50m .

VI.2.2.2. Déversoir :

Le seuil normal est un déversoir dont la crête et la partie aval sont profilées de manière à épouser la forme de la lame déversante. Les indications de la figure suivante permettent de déterminer le profil normal d'un déversoir à parement amont vertical.

Le profil du seuil déversant est de type Creager, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression égal a la pression atmosphérique, tout profil situé au dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement.

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante:

$$y = \frac{(x^{1,85})}{(2h^{0,85})} \dots\dots\dots (VI.03)$$

Avec H : la charge sur le déversoir.

-Tableau VI.01: Coordonnées du profil de déversoir

coordonnées graphiques	
X	Y
0	0.000
0.2	-0,039
0.4	-0,141
0.6	-0,298
0.8	-0,509
1	-0,769
1.2	-1,077
1.4	-1,433

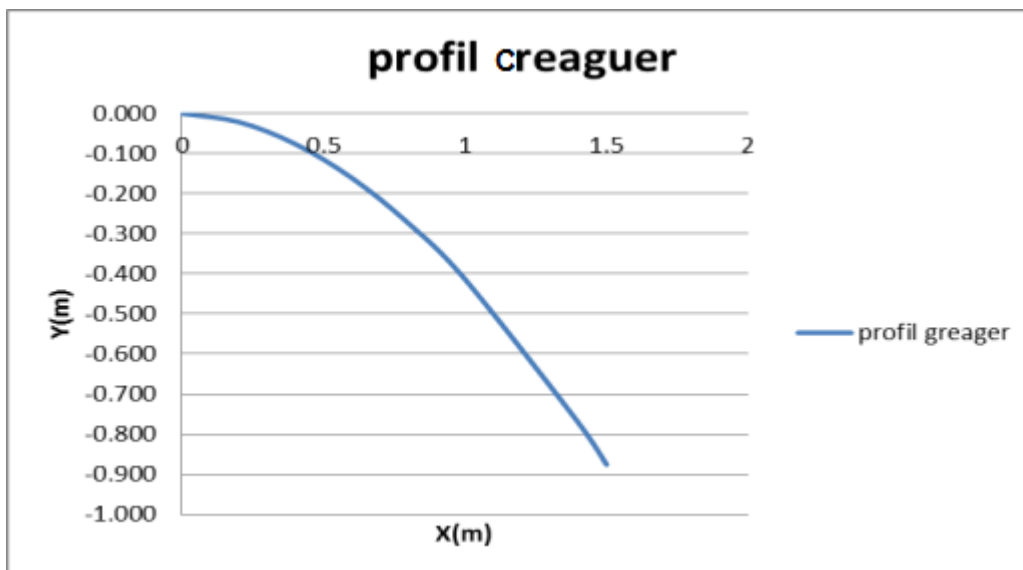


Figure V.1 : Profil greager.

VI.2.2.3 Chenal d'écoulement :

Le chenal est formé de pente faible pour assurer un écoulement fluvial ; à la fin du chenal la hauteur d'eau est égale à la hauteur critique.

La longueur du chenal d'écoulement est égale à 10m

⇒ *Calcul de la profondeur critique :*

On donne au coursier une pente assez suffisante (supérieure à la pente critique) pour provoquer un écoulement torrentiel. Contrairement, l'écoulement dans le chenal est fluvial du fait de la pente souvent inférieure à la pente critique. La phase de passage d'un régime fluvial au torrentiel ou vis versa est appelée régime critique ou la surface libre occupe le niveau critique, on considère qu'elle est atteinte au point de changement de section.

On calcul la profondeur critique par la formule :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots (VI.04)$$

Avec q : débit spécifique $q = \frac{Q}{b}$ (m²/s);

b : largeur du chenal $b=15m$.

AN: $h_{cr}=0,49m$

La profondeur d'eau dans le chenal est $H_c=1.5y_c=0,735m$.

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour ($h=h_{cr}$).

$$Q = K.S.R^{2/3}.I^{1/2}$$

Avec:

R: rayon hydraulique (en m) .

I: la pente en (m/m).

S: section mouillée.

K: coefficient de Manning-Strickler (K=71.42).

Pour une section rectangulaire:

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

$I_{cr}=0.28\%$.

($0.12\% < 0.28\% \Rightarrow I < I_{cr}$), donc le régime devient fluvial, et donc pas de formation de ressaut hydraulique.

VI.2.2.4 Le convergent :

A l'extrémité du chenal la ou s'amorce le coursier on projette un convergent pour marquer le passage en régime torrentiel.

La longueur du convergent est déterminée par la formule suivante:

$$L = 2,50 \cdot (l_1 - l_2) \dots \dots \dots (VI.05)$$

Avec l_1 : est la largeur au plafond du bief amont $l_1 = b_1 = 10 \text{ m}$;

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle $l_2 = b_2 = 5 \text{ m}$.

AN: $L = 12,5 \text{ m}$.

VI.2.2.5 Le coursier :

En général, le coursier commence par un convergeant amenant à la section de contrôle (section ou atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente.

↪ *Largeur du coursier :*

Elle est donnée par :

$$B = Q^{0,4} \text{ (m)} \dots \dots \dots (VI.06)$$

AN: $B = 19,41^{0,4}$

$B = 02,59 \text{ m}$

On adopte une valeur de $B = 04 \text{ m}$.

↪ *La profondeur critique :*

On fait le même calcul que celui du chenal d'écoulement

Profondeur critique :

$$\frac{Q^2 L}{g S^3} = 1 \dots\dots\dots (VI.07)$$

Pour un canal rectangulaire

$$h_{cr} = 3 \sqrt{\frac{q c^2}{g}} \dots\dots\dots (VI.08)$$

AN: $h_{cr} = 0,978 \text{ m.}$

↳ La pente critique :

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique.

Pour calculer I_{cr} on associera donc la relation du régime uniforme

$$Q = S_c C_c \sqrt{R_c I_{cr}} \dots\dots\dots (VI.09)$$

Avec celle du régime critique.

$$\frac{Q^2 b}{g S_c^3} = 1 \dots\dots\dots (VI.10)$$

L'élimination de Q entre les deux expressions pour une section rectangulaire ($S = h * b$) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g h_c}{C^2 R_c} \dots\dots\dots (VI.11)$$

Avec I_{cr} : pente critique;

$$S_c : \text{section critique;} \quad S_c = b * h_{cr} \dots\dots\dots (VI.12)$$

$$R_c : \text{rayon critique;} \quad R_c = S_c / P_c \dots\dots\dots (VI.13)$$

$$P_c : \text{périmètre critique;} \quad P_c = 2 * h_{cr} + b \dots\dots\dots (VI.14)$$

$$C_c : \text{coefficient de Chézy;} \quad C_c = R_c^{1/6} / n \dots\dots\dots (VI.15)$$

$$n : \text{coefficient de rugosité} \quad n = 0,014 .$$

AN: $S_{cr} = B * h_{cr} = 04 * 0,862 = 3,448 \text{ m}^2$

$$P_{cr} = B + 2 * h_{cr} = 04 + 1,72 = 5,72 \text{ m}$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = \frac{3,448}{5,72} = 0,602 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{0,014} * 00,60^{1/6} = 65,59$$

$$I_{cr} = \left(\frac{10,84}{65,59 * 03,448 * 00,60^{1/2}} \right)^2 \cdot 100\%$$

$$I_{cr} = 0,38 \%$$

$$I_{coursier} < I_{cr}$$

⇒ 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 VI.02:** Calcul de la ligne d'eau

Q (m ³ /s)	<i>Strickler</i>	I (m/m)	Y_N	Y_C	<i>Régime</i>	L_{bief} (m)
10,84	71,42	0,28	0,253	0,987	NT	62

- **Tableau VI.03:** Ligne d'eau à pas d'espace de 10 m

Section	Abscisse	Pas	Y (m)	Froude	Hs (m)	J (m/m)
Amont	0	10	00,89	1.01149	1,345	3.381
1	10	10	0.39	3.48699	2.761	41.070
2	20	10	0.32	4.69161	3.842	76.329
3	30	10	0.29	5.43814	4.578	104.150
4	40	10	0.28	5.73205	4.880	116.393
5	50	10	0.27	6.05343	5.217	130.626
6	60	10	0.26	6.40600	5.595	147.267
aval	70	10	0.26	6.40600	5.595	147.267

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est :

$$y_l = 00,26m.$$

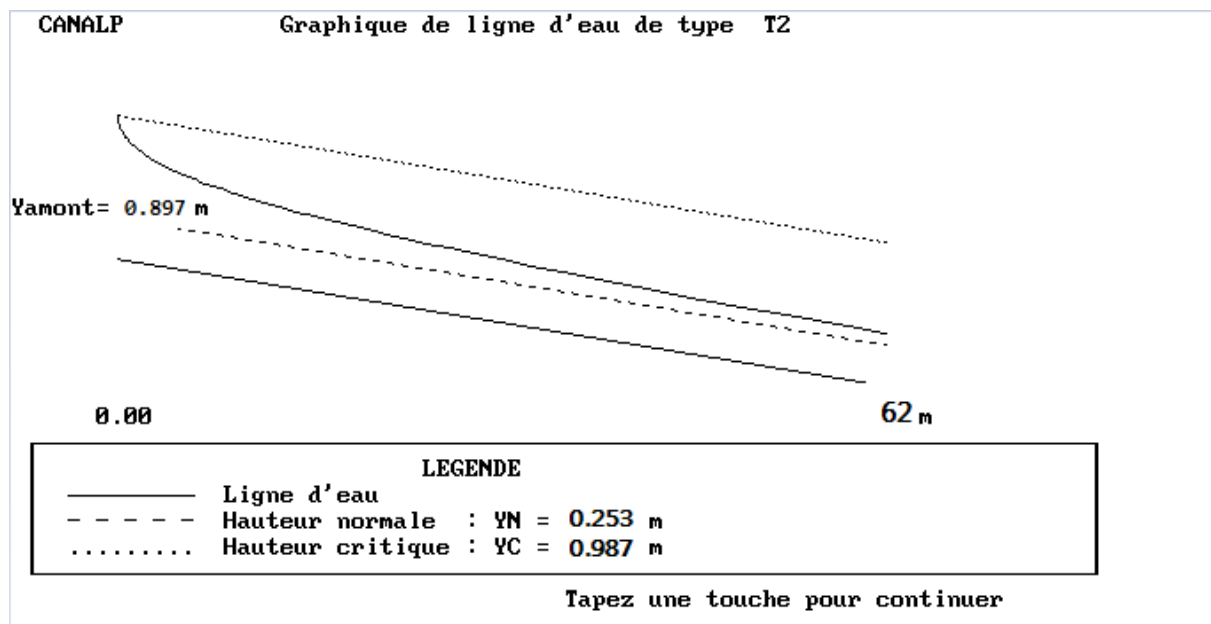


Figure VI.2 : Ligne d'eau

On a :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g h_c}} \dots\dots\dots (VI.16)$$

Avec F_r : nombre de Froude;

V : vitesse de sortie du coursier tel que $V = \frac{Q}{S}$.

AN:

$$V = \frac{10.84}{4 * 0.26} = 10.42 \text{ m/s}$$

VI.2.2.6 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 :

$$1.00 \leq F_r \leq 1.70 \text{ Ressaut ondulé;}$$

$1,70 < F_r \leq 2,50$ Ressaut faible de petites apparitions en surface;

$2,50 < F_r \leq 4,50$ Ressaut oscillant;

$4,50 < F_r \leq 9,00$ Ressaut stable (Stationnaire);

$F_r > 09$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Froude est supérieur à 4,50; 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 inférieure 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.

♦ Dimensionnement du bassin :

De l'abaque de l'Annexe "G" On a :

$$\frac{y_2}{y_1} = 8,57$$

Avec y_1 : tirent d'eau avant le ressaut en (m);

y_2 : tirent d'eau après le ressaut en (m).

AN: $y_2 = 8,57 * 00,26$

$$y_2 = 02,22 \text{ m}$$

↳ *Longueur du bassin :*

De l'abaque de l'Annexe "G" on a :

$$\frac{L_{\text{bas}}}{y_2} = 02,50$$

AN: $L_{\text{bas}} = 02,50 \times 02,22$

$$L_{\text{bas}} = 05,55 \text{ m.}$$

On prend $L_{\text{bas}} = 06 \text{ m.}$

↳ *Dimensionnement des blocs de chute :*

$$h_1 = y_1 = e_1 = 00,26 \text{ m}$$

Avec h_1 : hauteur des blocs de chute à l'entrée;

e_1 : l'espacement entre les blocs de chute;

Le nombre des blocs de chutes est 10 blocs.

D'après l'abaque:

$$\frac{h_2}{y_1} = 01,62 \Rightarrow h_2 = 00,42 \text{ m}$$

$$\frac{h_4}{y_1} = 01,40 \Rightarrow h_4 = 00,36 \text{ m}$$

Avec h_2 : hauteur du bloc chicane;

h_4 : hauteur du seuil terminal.

↳ *Dimensionnement des blocs chicane:*

$$l = 00,20 * h_4 = 00,08 \text{ m.}$$

$$L = 00,75 * h_2 = 00,31 \text{ m.}$$

Avec l : largeur du seuil;

L : espacement entre les blocs.

$$a = 00,80 * y_2 = 01,77 \text{ m.}$$

Avec a : distance entre les blocs de chutes et les blocs chicanes.

Le nombre des blocs chicanes est *08 blocs*.

VI.2.2.7 Canal de restitution :

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus $1/1$ et une pente $I_c = 0,5 \%$ a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

↳ *La hauteur critique :*

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K \dots\dots\dots (VI.17)$$

Avec $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \dots\dots\dots (VI.88)$

$$\sigma = \frac{K \cdot m}{b} \quad (m = 01,00) \dots\dots\dots (VI.19)$$

AN: $K = \sqrt[3]{\frac{10,84^2}{9,81 * 4^2}} = 00,90$

$$\sigma = \frac{00,90 * 01,00}{04} = 00,23$$

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{00,23}{3} + 0,015 * 0,23^2 \right) * 00,9$$

$$\boxed{h_{cr} = 0,83 \text{ m.}}$$

↳ *Pente critique :*

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots (VI.20)$$

Avec $S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr}$ **AN:** $S_{cr} = 4,00 \text{ m}^2$

$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2}$ **AN:** $P_{cr} = 05,17 \text{ m}$

$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr}$ **AN:** $R_{cr} = 00,77 \text{ m}$

$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6}$ **AN:** $C_{cr} = 68,38$

$$I_{cr} = \frac{10,84^2}{04,0^2 \cdot 68,38^2 \cdot 00,77} * 100\%$$

$$I_{cr} = 00,20 \%$$

↳ *La profondeur normale :*

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le «CANALP» et on

a : $h_n = 0,163 \text{ m.}$

↳ *La vitesse de l'écoulement :*

$$V = Q/S = C \sqrt{RI} \dots\dots\dots (VI.21)$$

A.N: $V = 68,38 * \sqrt{00,77 * 0,002}$

$$V = 02,68 \text{ m/s.}$$

$V \geq V_{adm} (01,80 \text{ à } 02,20) \text{ m/s}$; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

V.2.3 Conception de l'évacuateur de crues :

Après le dimensionnement hydraulique des éléments de l'évacuateur de crues, et le calcul de la ligne d'eau ; on doit vérifier l'apparitions des phénomènes hydrauliques pour prévoir la hauteur finale des bajoyers.

VI.2.3.1 Hauteur des murs bajoyers :

↳ *Hauteur des murs à l'entrée du déversoir :*

On a : $h_m = h_e + r \dots\dots\dots (VI.22)$

Avec h_m : hauteur des murs bajoyers en (m);

h_e : lame d'eau sur le déversoir (m);

r : revanche de sécurité (m) donnée par :

$$r = 00,61 + 00,14 V^{1/3} \dots\dots\dots (VI.23)$$

V : la vitesse tel que :

$$V = Q / (b \cdot h) \dots\dots\dots (VI.24)$$

A.N : $V = 10,84 / (10 \cdot 0,6) = 01,81 \text{ m/s}$

$$r = 00,78 \text{ m.}$$

$$h_m = 00,6 + 00,78$$

$$\boxed{h_m = 01,38 \text{ m.}}$$

⇒ Hauteur des murs du chenal :

Sur le long du chenal d'écoulement, la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête de la retenue.

⇒ Hauteur des murs au début du coursier :

On a $h_m = h_e + r$

$$r = 00,61 + 00,14 \cdot V^{1/3}$$

A.N : $V = 10,84 / (04 \cdot 00,90) = 3,01 \text{ m/s}$

$$r = 00,61 + 00,14 \cdot 3,01^{1/3} = 00,81 \text{ m}$$

$$h_m = 00,90 + 00,81$$

$$\boxed{h_m = 01,71 \text{ m.}}$$

⇒ Hauteur des murs à la fin du coursier :

A.N : $h_m = 00,26 + 00,81$

$$\boxed{h_m = 01,07 \text{ m.}}$$

⇒ Hauteur des murs dans le bassin de dissipation :

$$r = 00,61 + 00,14 \cdot V^{1/3}$$

A.N : $V = 10,64 / (04 \cdot 02,22) = 01,22 \text{ m/s}$

$$r = 00,61 + 00,14 \cdot 01,22^{1/3} = 00,77 \text{ m}$$

$$h_m = 02,22 + 00,77$$

$$\boxed{h_m = 3,00 \text{ m.}}$$

• Remarque :

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de $00,30\text{ m}$ 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.

VI.2.3.2 Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :

♦ Vérification de l'apparition des vagues roulantes :

Les vagues roulantes apparaissent si les deux conditions sont vérifiées :

$$\frac{b}{h} \geq (10 \div 12) \dots\dots\dots (\text{VI.25})$$

$$\text{Fr}^2 \geq 40 \dots\dots\dots (\text{VI.26})$$

Avec h : profondeur d'eau minimale dans le coursier.

$$\begin{aligned} \text{A.N : } \quad \frac{b}{h} &= 15,38 \geq (10 \div 12) \\ \text{Fr}^2 &= 41,05 \geq 40 \end{aligned}$$

VI.3 L'ouvrages de prise d'eau :

Les ouvrages de prise dans les réservoirs, des bassins de compensation ou des canaux doivent être conçus de manière à provoquer le minimum de perturbations dans la conduite d'amenée.

Ils ont pour but la satisfaction en eau en quantité et en qualité compatible à sa destination à l'aval.

a. Conduite de vidange et de prise d'eau en charge :

Nous avons opté pour une variante où les deux ouvrages (prise et vidange) sont regroupés en un seul ouvrage. Cette variante est envisageable lorsque le débit prélevé est inférieur à $3\text{ m}^3/\text{s}$ et il n'y a pas de risque de l'apport solide important.

VI.4 La vidange :

C'est un ouvrage 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;
- Vider la tranche morte en fin de saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts solides) et des parties amont du collinaire (prise, vidange, parement amont de la digue);
- Evacuer les crues pendant les travaux (crues de fréquence 2 à 10ans).

- Actuellement, on préfère équiper les puits de fond avec des vannes à ouverture totale.

A l'aval, les conduites débouchent dans un bassin d'amortissement où se produit la dissipation de l'énergie cinétique des veines liquides exceptées pour les jets d'eau qui assurent eux-mêmes la dissipation d'énergie.

Pour notre cas, l'ouvrage de vidange est constitué d'un orifice à l'amont suivi d'une conduite de longueur 110m et une pente de radier égale à 0,01.

Par mesure de sécurité l'ouvrage de vidange est muni de deux vannes en série à l'amont de la galerie, la première est une vanne de garde (Batardeau) et la deuxième vanne de contrôle.

Conclusion :

Etant donné que le diamètre de la vidange de fond est le plus grand, cette conduite sera utilisée en deux fonctions (la vidange et la prise).

D=400mm

Introduction :

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions d'un projet ou d'un travail quelconque.

Donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération.

L'organisation consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter.

Organiser un chantier revient donc à prendre toutes mesures pour que la réalisation du projet se face:

- en conformité avec les plans établis;
- de bonne qualité;
- aux moindres délais;
- aux moindres coûts;
- sans accidents humains.

VII.1.Instalation du chantier :**VII.1.1. Installations destinées au personnel :**

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VII.1.2.Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits lions de la forte humidité (baraquements, hangars...).

VII.1.3 Installations destinées à la réparation des engins :

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.1.4. Installations pour la préfabrication :

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes ...etc.

VII.2. Ordre d'exécution des travaux :

- Installation du chantier;
- Implantation des axes des différents ouvrages;
- Coupure et dérivation de l'oued
- Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dit et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues;
- Coupure finale et mise en eau.

VII.3. Succession des opérations du chantier :**VII.3.1. Travaux préparatoires :**

- Aménagement des pistes de circulation des engins et des aires de stockage de matériaux de construction;
- Décapage de l'emprise de la digue et des installations du chantier;
- Préparation des zones d'emprunt;
- Déboisement et défrichage de la cuvette.

VII.3.2. Exécution de l'ouvrage :

- Remblaiement de la clé d'encrage et des fondations jusqu'au terrain naturel;
- Mise en place de la conduite de prise d'eau et celle de vidange de fond;
- Approvisionnement des matériaux filtrants;
- Exécution du remblai de la retenue;
- Génie civil des ouvrages de prise et de vidange de fond ;
- Génie civil de l'évacuateur de crues;
- Mise en place de revêtement des talus;
- Mise en place des équipements hydromécaniques;

- Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de la crête de la digue et de route d'accès....

VII.4. Besoins mécaniques des principaux travaux :

Nous prévoyons une route d'accès à tous les ouvrages pendant la construction, les engins utilisés sont:

- Pour l'exécution des déblais et des remblais nous utilisons des bulldozers;
- Pour l'extraction des alluvions nous utilisons des pelles retro;
- Pour le transport des terres nous utilisons des camions à benne;
- Pour les travaux de finition (régalage et compactage) nous utilisons des niveleuses et des compacteurs à pneus.

VII.4.1.Travaux de terrassement :

Les travaux de terrassement sont exécutés avec le même matériel utilisé pour les voies d'accès (bulldozers, pelles retro, camions à benne, niveleuses, compacteurs à pneus...)

VII.4.2.Excavation de la fouille :

L'excavation de la fouille (à ciel ouvert) se fait à l'aide de bulldozers et des pelles; la succession des travaux est comme suite:

- Creusage et déplacement des terres en utilisant un bulldozer;
- Chargement des terres dans des camions à benne à l'aide d'une pelle chargeuse ou en utilisant des chargeurs;
- Le transport des terres se fait à l'aide des camions à benne qui permettent aussi leur déchargement.

VII.4.3.Exécution de la digue :

a- Décapage de la couche végétale :

- Pour le creusage et le déplacement des terres nous utilisons des bulldozers;
- Des chargeurs sont utilisés pour le chargement des terres;
- Le transport des terres est assuré par des camions à bennes.

b- Exécution de la fouille du noyau :

- Les terrains meubles seront excavés à l'aide des pelles;
- Les terrains rocheux à l'aide d'explosifs.

c- Exécution du noyau de la digue :

- Déchargement: se fait à l'aide des camions à bennes;

- Régilage : se fait à l'aide de niveleuses;
- Humectage : à l'aide des camions citernes;
- Compactage : s'effectue en utilisant des compacteurs à pied de mouton jusqu'à atteindre la densité optimale.

VII.4.4.Exécution de l'évacuateur de crues :

Il est nécessaire que les coffrages aient une raideur suffisante pour résister à la pression du béton, lors de sa mise en place et surtout au cours de la vibration. Les coffrages doivent être également suffisamment bien ajustés entre eux afin d'éviter les pertes de mortiers. Les fixations de coffrage intérieur au béton doivent être conçues de façon à ce que le démontage des coffrages puisse être effectué sans destruction du béton.

VII.5.Rendement des différents engins :

a- Engin de prélèvement :

L'engin utilisé est la "chargeuse- pelleteuse", munie d'une pelle rétro et d'un chargeur. Nous pourrions utiliser aussi l'excavateur; son rendement est estimé à:

$$R_{ex} = g.n.\frac{K_r.K_u}{K_a}, \dots\dots\dots (VII.1)$$

- n: nombre de cycles de l'excavateur = 3600/T;
- T: durée d'un cycle= f (distance et volume de la carrière);
- g: capacité du godet=(2,15 ÷ 2,5)m³;
- Kr: coefficient de remplissage du godet= (0,8 ÷ 0,9);
- Ku: coefficient d'utilisation = (0,7 ÷ 0,9);
- Ka: coefficient d'ameublissement du sol = (1,14 ÷ 1,25).

b- engin de transport :

L'engin le plus souvent utilisé est le camion à benne. Son rendement est estimé à:

$$R_b = 60.Q.\frac{K_i.K_u}{T}, \dots\dots\dots (VII.2)$$

- Q: capacité du camion benne = (5 ÷ 7)g;
- Ki: coefficient d'uniformité de présentation du camion de charge
Ki=0,9;

- Ku: coefficient d'utilisation =0,85;
- T : durée du cycle de travail = f(chargement, transport,
- Déchargement, retour à vide).

Le nombre de camions à benne qui doit être utilisé se déduit de la manière suivante:

$$n = \frac{R_{ex}}{R_b} \dots\dots\dots (VII.3)$$

c- Engin de nivellement :

L'engin qui est utilisé souvent est la niveleuse.

Son rendement est estimé à:

$$R_n = q \cdot n \cdot K_u \cdot K_p$$

D'où :

- Q : volume du sol devant la lame de niveleuse;
- n : nombre de cycle pour une opération complète;
- Ku: coefficient d'utilisation;
- Kp: coefficient de perte du sol.

d- Engin de compactage :

Les engins de compactage sont diversifiés et interviennent suivant la nature du sol à compacter et la profondeur. Leur rendement est évalué suivant cette formule:

$$R = K \cdot \frac{V \cdot L \cdot H}{N}, \dots\dots\dots (VII.4)$$

- K: coefficient d'efficience;
- V: vitesse du compacteur;
- L: largeur traitée;
- H: épaisseur de la couche;
- N: nombre de passes.

VII.6. Planification :**VII.6 .1 Définition :**

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en :

- installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

VII.6.2 Techniques de la planification :

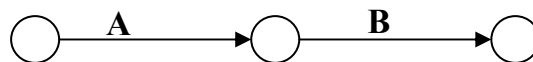
Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

VII.6.3.méthodes basées sur le réseau :**VII.6.3.1.Définition du réseau :**

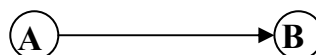
Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

a-Réseau à flèches : L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



*L'opération A précède l'opération B

B-Réseau à noeuds : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



*L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

VII.6.3.2. Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

a-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.

b-détermination des tâches antérieures :

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels :
- Regroupement des graphes partiels :
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage
- Construction du réseau.

VII.6.3.3. Différentes méthodes basées sur le réseau :**a- Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :**

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

- 1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;
- 2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;
- 3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

b-Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technic) :

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

c-Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method):

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

- Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B) ;
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

VII.6.3.4.Méthodes basées sur le graphique :

a-Méthode linéaire (ligne of balance technic):

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

B-Méthode à barres :

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail)

VII.6.3.5.les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

a-collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

b-décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

c-relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VII.6.3.5.1.choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M**

a-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 ;
- DCPD : date de commencement au plus tard ;
- DFP : date de finition au plus tôt ;
- DFPP : date de finition au plus tard ;
- MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPD} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

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 :

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{\text{C.C}} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

b-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:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n} \dots\dots\dots (\text{VII.5})$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VII.7.les plannings :

Il existe trois types de plan de travail :

a-plan de travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

b-plan de travail au plus tard : (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

c-plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date 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).

VII.8. 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.

VII.9. Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.01 : symboles des opérations

Phases des 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

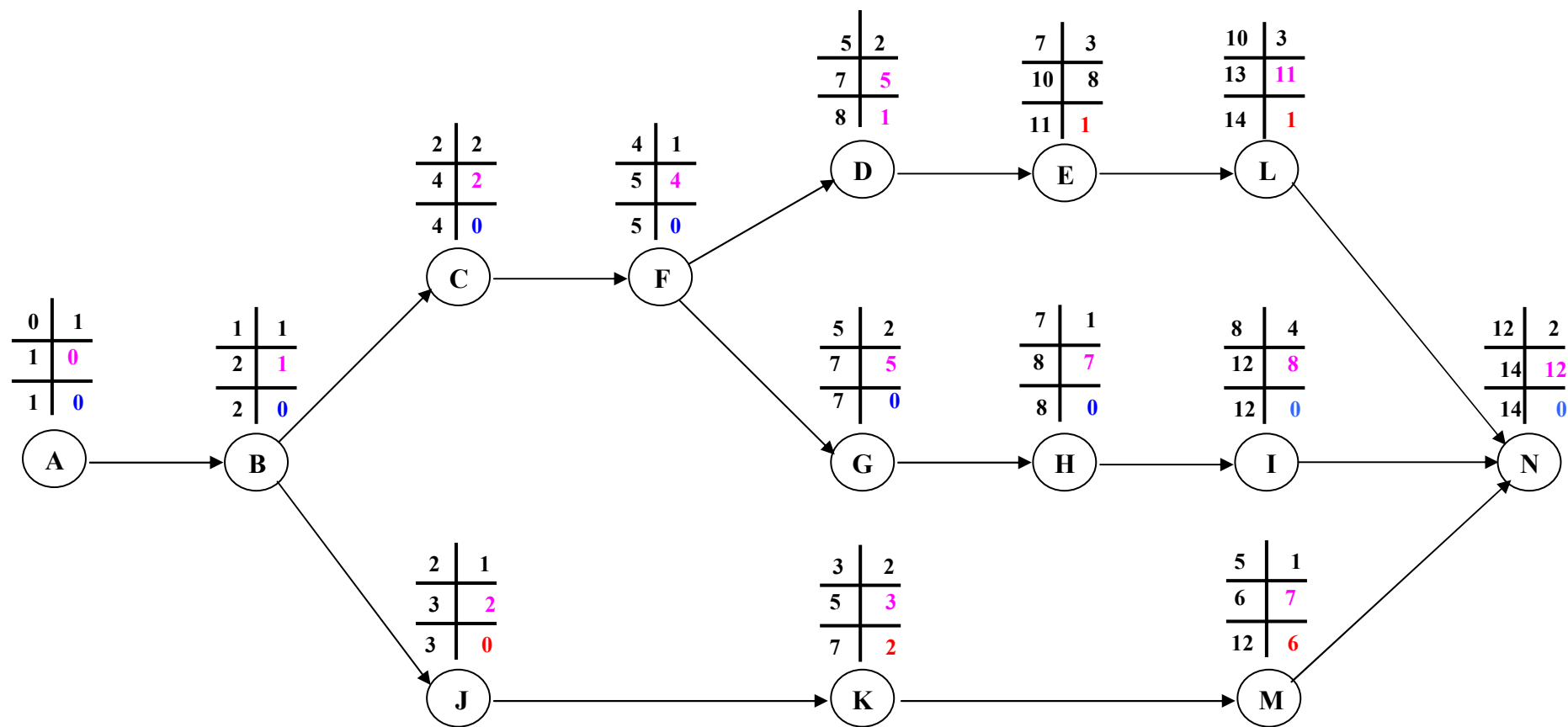


Fig. VII.01 : Réseau à nœuds

VII.10. 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).

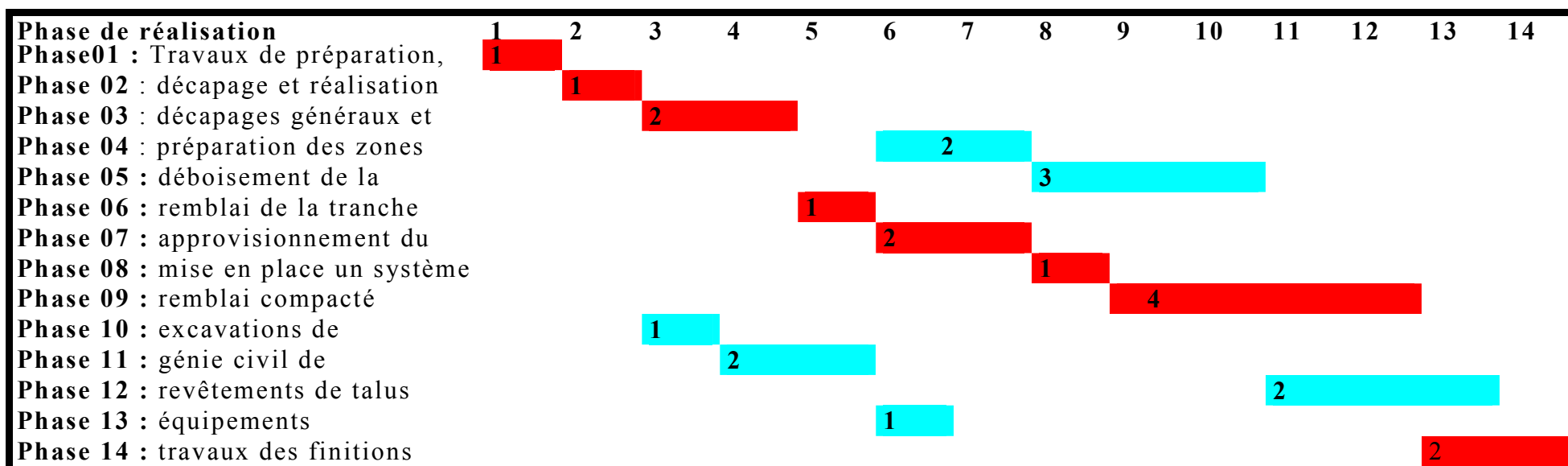
Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau N°VII.02 : Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P	D.F.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	M.T
		D.C.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 de la retenue collinaire oungnal est égal à 14 mois.

Tableau N° VII.03 : programme des travaux pour la réalisation du la retenue collinaire oungal :



VII-11. Etablissement de devis estimatif et quantitatif :

Le devis estimatif et quantitatif est représenté dans les tableaux suivants :

Tableau N°VII- 4 : Cout d'installation de chantier :

N° Prix	Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaires	Prix Total
1	Construction et entretien des voies de circulation.				
		F.F.T	1	200,000.00	200,000.00
2	Dérivations provisoire du cour d’eau pendant la construction des ouvrages.				
		F.F.T	1	500,000.00	500,000.00
3	Alimentation en eau et évacuation.				
		F.F.T	1	50,000.00	50,000.00
4	Personnel et la construction provisoire.				
		F.F.T	1	200,000.00	200,000.00
5	Installation de stockage de ciment et matériel.				
		F.F.T	1	20,000.00	20,000.00
6	Moyens de manutention et de levage.				
		F.F.T	1	50,000.00	50,000.00
7	Démontage des installations de chantier.				
		F.F.T	1	50,000.00	50,000.00
8	Démontage de la construction provisoire.				
		F.F.T	1	30,000.00	30,000.00
	Total				1,100,000.00

Tableau N°VII- 5 : Cout de terrassement :

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaires	Prix Total
1	Décapage de la terre végétale ainsi que la mise en décharge y compris le régalage suivant les profondeurs indiquées sur les plans.				
	1- Terrain ordinaire:	m ³	2,413.57	200.00	482,713.30
	2- Terrain rocheux:	m ³	280.30	7,000.00	1,962,100.00
	Total Prix				2,444,813.30
2	Déblai au niveau de l'évacuateur de crues				
	1 - Evacuateur de crues :	m ³	5,447.70	300.00	1,634,310.00
	2 - Coursier :	m ³	10,587.45	300.00	3,176,233.64
	3- Plate forme du canal d'amené :	m ³	1,936.75	300.00	581,025.00
	Déblai au niveau de la clé d'ancrage				
	1- Terrain ordinaire:	m ³	2,742.51	300.00	822,751.82
	2- Terrain rocheux:	m ³	300.40	7,000.00	2,102,800.00
	Déblai au niveau de la vidange de fond				
	2- Terrain rocheux:	m ³	210.00	7,000.00	1,470,000.00
Total prix 2				9,787,120.45	
Total Série 2					12,231,933.75

Tableau N°VII- 6 : Cout de remblai :

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaires	Prix Total
1	Remblai de la digue par couches successives de 20 cm d'épaisseur y compris toutes éventuelles sujétions :				
	* Recharges de la digue	m ³	38,273.99	300.00	11,482,195.59
	* Remblai du noyau en argile	m ³	7,008.57	300.00	2,102,572.35
	* Talus aval en T.V.O	m ³	860.95	300.00	258,285.00
	* Coursier	m ³	47.24	300.00	14,172.48
	* Plate forme en aval en T.V.O	m ³	43.29	300.00	12,987.45
	Total Prix				13,870,212.87
2	la mise en place de la transition T ₁ y compris toutes éventuelles sujétions. Gravier				
	* Talus amont et prisme :	m ³	2,364.61	700.00	1,655,230.15
	Total Prix				1,655,230.15
3	la mise en place de la transition T ₂ y compris toutes éventuelles sujétions. Sable				
	* Talus amont et prisme :	m ³	2,364.61	700.00	1,655,230.15
	Total Prix				1,655,230.15
4	la mise en place de la Pierre y compris toutes éventuelles sujétions:				
	* Pavage en crête :	m ³	290.16	700.00	203,109.20
	* Pavage du coursier :	m ³	1,022.16	700.00	715,511.90
	* Pavage du canal d'aménagé :	m ³	147.00	700.00	102,900.00
	* Pavage du canal de fuite :	m ³	16.48	700.00	11,536.00
	Total Prix				1,033,057.10
5	la mise en place des Rip Rap y compris toutes éventuelles sujétions:				
	* Digue (Talus amont):	m ³	2,676.30	700.00	1,873,412.38
	Total Prix				1,873,412.38
6	Pierre sèche au niveau du :				
	* Prisme de drainage :	m ³	203.18	700.00	142,227.23
	Total Prix				142,227.23
Total					20,229,369.87

Tableau N°VII- 7 : Cout de béton et béton armé :

N° Prix	Désignation	Unité	Quantité	Prix	Prix Total
1	F.T.P du Béton n°1 de propreté.				
	* Evacuateur de Crue :	m ³	193.38	4,000.00	773,520.00
	* Prise d'eau :	m ³	0.39	4,000.00	1,560.00
	* Vidange de fond :	m ³	6.75	4,000.00	27,000.00
	* Chambre des vannes :	m ³	1.11	4,000.00	4,440.00
	* Bassin d'amortissement :	m ³	1.01	4,000.00	4,040.00
	Total Prix				810,560.00
2	F.T.P du Béton n°3 armé.				
	* Evacuateur de Crue :	m ³	652.10	16,000.00	10,433,600.00
	* Prise d'eau :	m ³	2.97	16,000.00	47,520.00
	* Vidange de fond + écran anti-renard:	m ³	31.96	16,000.00	511,360.00
	* Chambre des vannes :	m ³	13.64	16,000.00	218,240.00
	* Bassin d'amortissement :	m ³	6.44	16,000.00	103,040.00
	Total Prix				11,313,760.00
3	F.T.P de la crépine				
	* Prise d'eau.	U	1.00	10,000.00	10,000.00
	Total Prix				10,000.00
4	F.T.P du béton n°02 pour rigole	m ³	33.27	4,000.00	133,080.00
	Total Prix				133,080.00
	Total				12,267,400.00

Tableau N°VII- 8 : Cout d'équipement hydromécanique :

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaires	Prix Total
1	F.T.P, Tuyau en acier 300 L =75ml	ml	75		
				10,000.00	750,000.00
2	F.T.P, Raccord droit en acier PN10 300	ml	1.45		
	bride uni . L=1.45m (Puisard)			10,000.00	14,500.00
3	F.T.P, coude 1/4 à deux brides en fonte 300.	U	1		
	t= 0,4m ; R=0.29m. (Puisard)			10,000.00	10,000.00
4	F.T.P, Raccord droit en acier PN10 300	F.F.T	1		
	bride uni à bride soudé. L=0.7m			7,000.00	7,000.00
5	F.T.P, Vanne EURO20 (type22) 300	U	2		
				110,000.00	220,000.00
6	F.T.P, joint de démontage	U	2		
				2,500.00	5,000.00
7	F.T.P TE PN10 300 / 200	U	1		
	à deux brides L= 0.56m ; H=0.32m.			15,000.00	15,000.00
8	F.T.P, Vanne EURO 20 (Type 22) 200	U	1		
				80,000.00	80000
9	F.T.P, joint de démontage 200	U	1		
				15,000.00	15,000.00
10	F.T.P, coude 1/4 à deux brides en fonte 200.	U	1		
	t= 0,26m ; R=0,16m.			5,000.00	5,000.00
11	F.T.P, raccord droit en acier PN10 200	F.F.T	1		
	bride uni. L = 1,0 m			5,000.00	5,000.00
12	Capot (0,8x 0,8)m	U	1		
				5,000.00	5,000.00
13	Echelons en acier 20	U	7		
				70.00	490.00
	Total Série				1,131,990.00

Tableau N°VII- 9 :_Tableau Récapitulatif :

N°	Désignation	Prix Total en D.A
1	Installation de chantier	1,100,000.00
2	Terrassements	12, 231,933.75
3	Remblais	20, 229,369.87
4	Ouvrage en béton et béton armé	12, 267,400.00
5	Equipement Hydromécanique	1, 131,990.00
	Total Général	46, 960,693.62

Conclusion:

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Finalement on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, et perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude d'organisation d'un chantier

Introduction :

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moment, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

VIII.1. Causes des accidents de travail :

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

VIII.1.1 : Causes humaines :

Ces causes peuvent sont :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de facilité.

VIII.1.2 : Causes techniques :

- Les mauvaises conditions de travail.
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Le manque d'éclairage.

VIII.2 : Conditions dangereuses dans le chantier :

1. Installation non protégée ou male protégée.
2. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
3. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
4. Protection individuelle inexistante.
5. Défauts dans la construction.
6. Eclairage défectueux.

7. Facteur d'ambiance impropre.
8. Conditions climatiques défavorables.

VIII.3. Actions dangereuses :

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
2. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
3. Agir sans prévenir ou sans autorisation.
4. Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
5. Imprudence durant le travail.
6. Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII.4. Mesures préventives :

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être aérés et chauffés.

VIII.5. 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 m³ 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 :

On a :

$$Q = A_m \cdot N$$

Q : Débit d'air frais en (m³/h).

A_m : L'alimentation Minimum (A_m = 30 m³ / h / personne)

N: Nombre de personne dans le lieu à aéré.

VIII.5.1 .Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation :

VIII.5.2 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 aéré 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 (VII-01).

Tableau (VIII-01) : vitesse de l'air dans les différentes canalisations

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'équi friction :

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s).

Pour la détermination des différents diamètres des canalisations, on se référera à l'abaque de Wood.

Pour notre cas on utilise la méthode dynamique.

VIII.5.3 : Calcul du diamètre des canalisations :

On a 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 :

$$Q = \frac{\pi \cdot V \cdot D^2}{4} (m^3 / s) \quad \text{D'où : } D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}} \text{ (m)}.$$

$$D = 1.2 \text{ m}$$

Conclusion :

La prévention devrait tendre à être appuyée sur les critères défensifs uniquement mais aussi il faut créer des progrès techniques et scientifiques en ce qui concerne le matériel utilisé de point de vue confort et facilité de manipulation.

Conclusion générale :

En conclusion on peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude de faisabilité et d'exécution d'un petit barrage.

On peut aussi citer quelques impacts du présent barrage sur son environnement voir :

La région va bénéficier de l'eau pour l'irrigation qui aidera les gents à faire de l'agriculture.

La sur exploitation de la nappe sera limité en présence de l'eau de surface.

Vis-à-vis la grandeur de la surface du lac artificiel proportionnellement à la surface ce dernier va créer un microclimat optimal pour cultiver les maraîchères.

A l'aval le rechargement de la nappe diminuera en stockant de l'eau dans le barrage.

Les riverains qui se serviraient de l'eau de cet oued à l'aval vont perdre ce trésor vital.

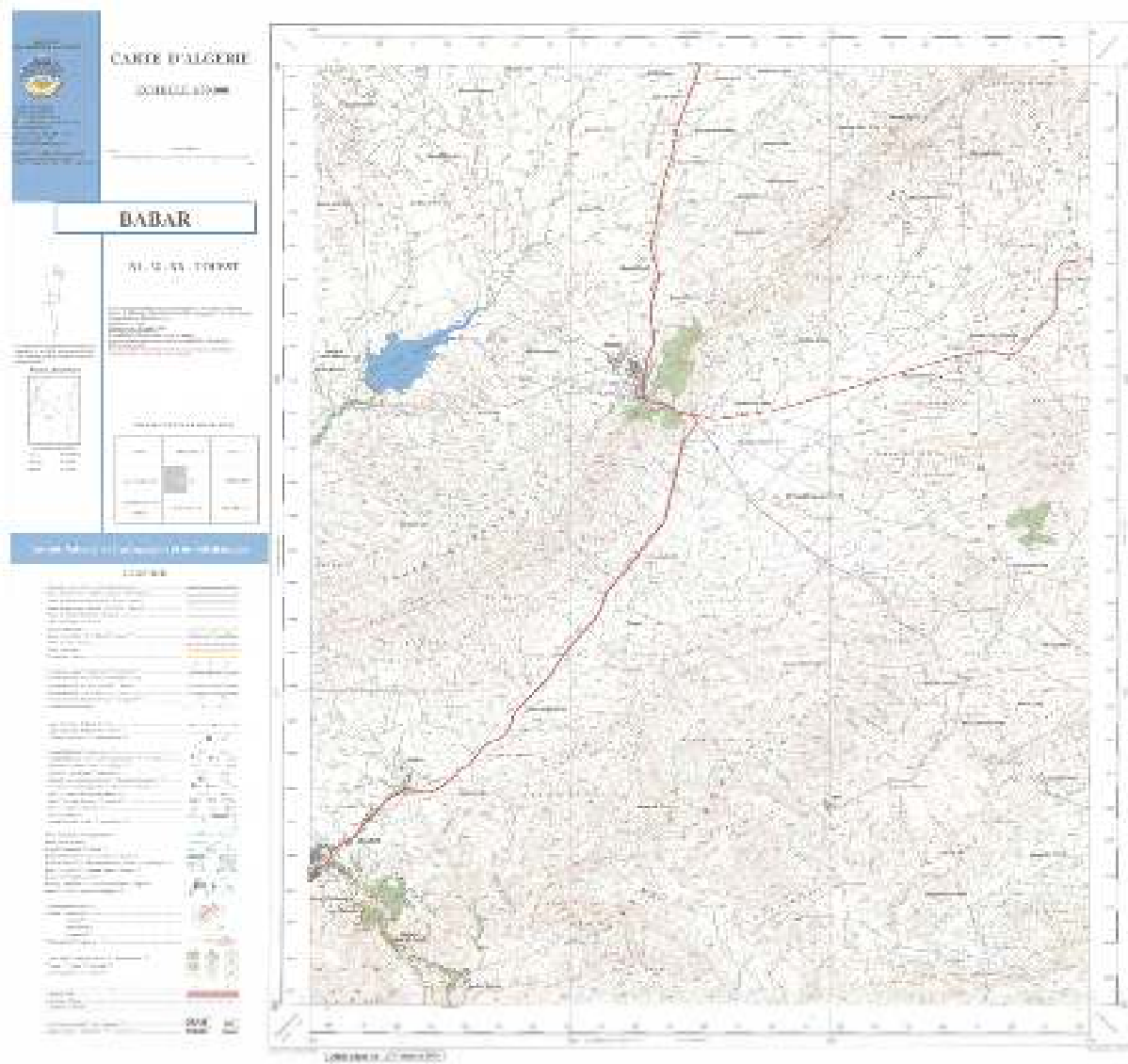
En fin on souhaite que se travail représente vraiment les efforts qu'on a mis en disposition pour l'effectuer.

Références bibliographiques

Références bibliographiques :

- [01] : **B.TOUAIBIA** (Régularisation des débits) polycopie de cour 'École National supérieur de l'hydraulique Blida 1995. 30P.
- [02] : **B. TOUAIBIA** : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004 .96P .
- [03] : **B. TOUAIBIA** et **B. BENLAOUKLI** : introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004. P09 –P20.
- [07] : **M. BOUAROURI** « ETUDE DE FAISABILITE D'UN RETENUE COLLINAIRE DE MOAOUIA SUR OUED BEN ZENKIK W. SETIF» Mémoire de fin d'étude. ENSH Blida. 2007. P40-P120.
- [09]:**HASSANE Mohammed**, 1995. Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de Crue à entonnement frontal. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.P10.
- [10]:**HASSANE Mohammed**, 1998. Formulaire de calcul des aménagements. Ecole nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida. P06/
- [11]:**HASSANE Mohamed**, 2004. Abaques de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida. P03.
- [12]:**MIHOUBI M K.**, 1999. Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir (cas d'une fondation non rocheuse). Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. Blida. P13.
-

ANNEXE A



ANNEXE B :

Années	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1973-74	799	0	355	468	64	177	334	340	45	200	0	0	2782
1974-75	0	875	0	137	201	75	227	372	154	0	0	48	2089
1975-76	336	34	0	193	55	0	54	288	258	186	0	0	1404
1976-77	342	206	0	159	89	16	35	0	118	45	359	0	1369
1977-78	237	245	80	384	289	117	361	287	386	450	0	160	2996
1978-79	698	360	242	125	210	213	251	469	64	216	22	48	2918
1979-80	0	42	62	655	6	52	141	147	33	146	143	176	1603
1980-81	105	21	148	7	62	695	305	307	165	77	58	101	2051
1981-82	107	65	493	133	228	226	593	185	708	698	362	173	3971
1982-83	409	97	746	192	410	20	558	433	707	145	0	391	4108
1983-84	48	0	916	0	0	387	294	177	235	99	0	486	2642
1984-85	110	811	35	12	118	317	158	541	266	396	58	98	2920
1985-86	980	287	18	30	177	369	990	210	434	10	0	0	3505
1986-87	338	24	425	576	60	222	147	160	0	404	0	42	2398
1987-88	268	0	0	46	56	231	12	525	1128	84	0	131	2481
1988-89	163	387	573	28	0	63	0	0	274	220	0	104	1812
1989-90	0	670	111	120	63	985	213	111	0	0	0	32	2305
1990-91	59	130	200	154	230	83	793	136	299	0	0	0	2084
1991-92	296	369	64	120	40	541	985	83	145	144	250	282	3319
1992-93	681	476	97	99	65	429	488	147	153	274	272	298	3479
1993-94	325	365	119	378	207	78	351	21	483	615	0	372	3314

ANNEXE B :

1994-95	0	0	252	518	0	0	0	0	109	524	565	895	2863
1995-96	543	0	0	303	649	0	616	329	1302	231	0	1106	5079
1996-97	1123	205	618	221	237	171	458	384	180	260	166	0	4023
1997-98	158	668	211	232	184	273	346	335	375	0	90	191	3063
198-99	299	213	209	123	85	518	367	121	394	14	77	115	2535
1999-00	60	0	302	203	190	191	276	125	67	76	415	0	1905
2000-01	635	412	94	44	445	0	361	263	54	57	693	222	3280
2001-02	768	288	132	143	585	498	675	268	215	827	0	322	4721
2002-03	173	0	157	83	95	96	268	303	0	0	480	177	1832
2003-04	1103	504	341	178	177	322	130	576	194	437	0	196	4158
2004-05	140	191	95	59	485	45	35	0	102	65	232	195	1644
2005-06	511	477	765	281	35	10	145	113	195	120	0	0	2652
2006-07	185	320	43	172	51	56	0	40	308	21	80	21	1297
2007-08	1086	166	491	138	81	5	15	240	102	137	201	515	3177
2008-09	49	425	615	180	777	435	180	600	177	496	86	120	4140
moyenne (1/10 mm)	364.83	259.25	250.25	191.5	186.28	219.89	310.06	239.89	273.03	213.17	128.03	194.92	2831.08
moyenne (mm)	36.48	25.93	25.03	19.15	18.63	21.99	31.01	23.99	27.3	21.32	12.8	19.49	283.11
Moyenne (%)	12.89	9.16	8.84	6.76	6.58	7.77	10.95	8.47	9.64	7.53	4.52	6.88	100

ANNEXE C :

Tableau : Courbes topographiques et volumétriques

Cotes (m.NGA)	Smax (km ²)	DH	Vp (hm ³)	Vmax (hm ³)
1186.00	0.000	0	0	0
1187.00	0.00024532	1	0.00001472	0.000015
1188.00	0.000903729	1	0.00053997	0.000555
1189.00	0.002157023	1	0.00148565	0.012040
1190.00	0.005125802	1	0.0353598	0.035576
1191.00	0.011290872	1	0.05000807	0.058684
1192.00	0.019240497	1	0.06670901	0.066757
1193.00	0.028742128	1	0.0735890	0.072487
1194.00	0.040970226	1	0.08467604	0.087184
1195.00	0.052440215	1	0.09658741	0.0933771
1196.00	0.063636934	1	0.09794836	0.1191719
1197.00	0.07390828	1	0.10870860	0.1260428
1198.00	0.09310095	1	0.13332020	0.1724870
1199.00	0.121114026	1	0.20680090	0.2750549
1200.00	0.14652536	1	0.33361818	0.3784167
1201.00	0.176485305	1	0.42127326	0.4845440
1202.00	0.208651008	1	0.54234390	0.5937784
1203.00	0.243062526	1	0.60063799	0.6163422

ANNEXE D :

Tableau: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (m³).

Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes									
Mois	W (m3)	U (m3)	W-U (m3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)	Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)
				0	22000	0	22000	22000	0
Septembre	17530.4	1320	16210.4	38210.4	38210.4	0	5789.6	22000	16210.4
Octobre	12457.6	0	12457.6	50668	50668	0	19558.4	22000	2441.6
Novembre	12022.4	0	12022.4	62690.4	62690.4	0	32016	32016	0
Décembre	9193.6	0	12022.4	74712.8	74712.8	0	44038.4	44038.4	0
Janvier	8948.8	0	9193.6	83906.4	0	83906.4	56060.8	56060.8	0
Février	10567.2	0	8948.8	8948.8	0	8948.8	65254.4	65254.4	0
Mars	14892	1440	9127.2	9127.2	0	9127.2	74203.2	74203.2	0
Avril	11519.2	14760	132	132	0	132	83330.4	83330.4	0
Mai	13110.4	20880	-9360.8	-9360.8	-9360.8	0	83462.4	83462.4	0
Juin	10240.8	27000	-13889.6	-23250.4	-23250.4	0	74101.6	74101.6	0
Juillet	6147.2	32520	-22279.2	-45529.6	-45529.6	0	60212	60212	0
Août	9356.8	22080	-15932.8	-61462.4	-61462.4	0	37932.8	37932.8	0
Total	135986.4	120000	-62462.4			102114.4	22000	22000	18652

ANNEXE E :

Tableau : Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2eme approximation)									
Mois	W (m3)	U+P (m3)	W-(U-P) (m3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)	Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)
				0	22000.00	0	22000.00	22000	0
Octobre	17530.4	1518.92	16011.48	38011.48	38011.48	0	8000.88	22000.00	13999.1158
Novembre	12457.6	267.64	12189.96	50201.44	50201.44	0.00	24012.36	24012.36	0
Décembre	12022.4	310.42	11711.98	61913.42	61913.42	0.00	36202.33	36202.33	0
Janvier	9193.6	372.64	11649.76	73563.18	73563.18	0.00	47914.31	47914.31	0
Février	8948.8	425.26	8768.34	82331.52	82331.52	0.00	59564.07	59564.07	0
Mars	10567.2	457.73	8491.07	90822.60	85467.43	5355.17	68332.41	68332.41	0
Avril	14892	1923.26	8643.94	94111.37	85467.43	8643.94	76823.48	76823.48	0
Mai	11519.2	15267.72	-375.72	85091.71	85091.71	0.00	85467.43	85467.43	0
Juin	13110.4	21388.24	-9869.04	75222.67	75222.67	0.00	85091.71	85091.71	0
Juillet	10240.8	27498.13	-14387.73	60834.94	60834.94	0	75222.67	75222.67	0
Août	6147.2	32919.15	-22678.35	38156.59	38156.59	0	60834.94	60834.94	0
Septembre	9356.8	22303.79	-16156.59	22000.00	22000.00	0	38156.59	38156.59	0
Total	135986.4	124652.88	13999.12			13999.1158		22000	13999.1158

ANNEXE F :

Tableau II. 1 : 1 ère étape de calcul.

donnees		largeur	hauteur	debit	surface	vitesse	Wd
g	9.81	8	0.5	6.1389	4	1.5347	4532.57
a	1	10	0.8	15.53	8	1.9413	9532.57
2*g	19.62	12	1	26.045	12	2.1704	17032.57
2.g0,5	4.4294469	14	1.2	39.943	16.8	2.3776	19532.57
Q1%	11.78	16	1.4	57.525	22.4	2.5681	27032.57
W1%	98598.6	18	1.8	94.347	32.4	2.9119	44532.57
m=	0.49						

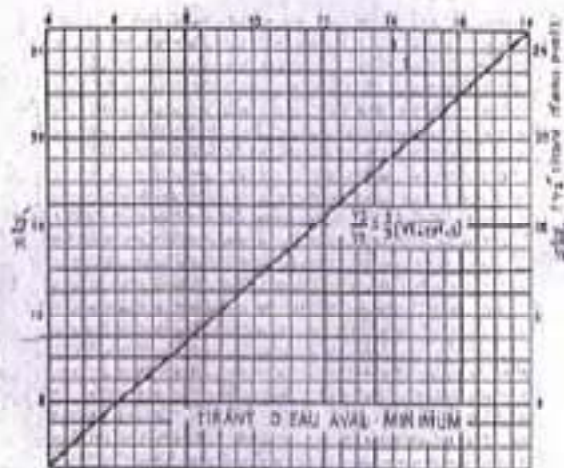
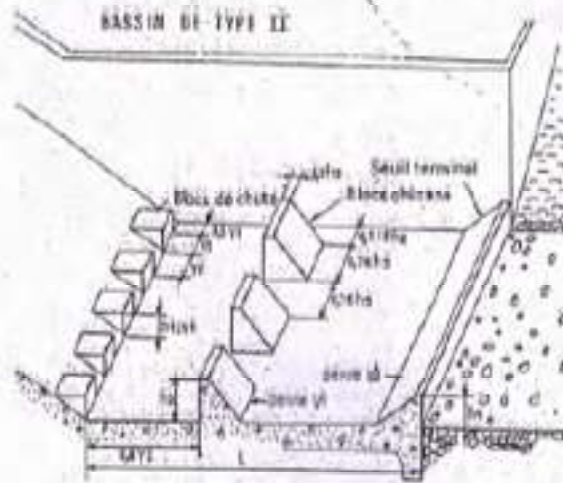
Tableau II. 2 : 2 ème étape de calcul

hauteur	vitesse	hauteur tot	debit m3/s					
m	m/s	m	8	10	12	14	16	18
0.4	1.5347	0.5	6.1389	7.6736	9.208	10.74	12.278	13.813
0.6	1.941	0.992	17.158	21.447	25.736	30.026	34.3151266	38.605
1	2.170	1.240	23.978	29.973	35.968	41.962	47.9568474	53.95
1.2	2.378	1.488	31.52	39.401	47.281	55.161	63.040913	70.921
1.4	2.568	1.736	39.72	49.65	59.580	69.511	79.4406299	89.3707
1.8	2.912	2.232	57.907	72.383	86.86016	101.34	115.813552	130.29

Tableau II 3 : 3 ème étape de calcul

h	V forcé	q Laminé	Débit m3/s					
m	m3	(m3/s)	b=8	b=10	b=12	b=14	b=16	b=18
0.4	4532.57	11.23847	6.1389	7.6736	9.2083503	10.743	12.2778005	13.8125
0.6	9532.57	10.8411	17.158	21.447	25.736345	30.026	34.3151266	38.6045
1	17032.57	9.745045	23.978	29.973	35.967636	41.962	47.9568474	53.9515
1.2	19532.57	9.44636	31.52	39.401	47.280685	55.161	63.040913	70.921
1.4	27032.57	8.550302	39.72	49.65	59.580472	69.511	79.4406299	89.3707
1.8	44532.57	6.459502	57.907	72.383	86.860164	101.34	115.813552	130.29

ANNEXE G :



Dimensionnement des bassins de dissipation par un nombre de FROUDE supérieur à 4,5 et une vitesse de l'eau à l'entrée du bassin inférieure à 15 m/s (extraît de "design of small dams")

ANNEXE H :

Stabilité pour le cas de service Normal talus amont (R=22,27)

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	2.23	0	0.05	-0.6	0.80	0.20	-0.119	0.159	0.454	0.908	0.424	0.067321	0	0.00	0	17.77	0.52902
-5	2.23	0	2.16	-0.5	0.87	8.57	-4.287	7.425	3.033	6.065	0.424	3.148293	0	0.00	0	17.77	22.8537
-4	2.23	0	3.93	-0.4	0.92	15.60	-6.240	14.297	2.986	5.973	0.424	6.062097	0	0.00	0	17.77	41.5811
-3	2.23	0	5.49	-0.3	0.95	21.79	-6.538	20.788	2.971	5.942	0.424	8.814217	0	0.00	0	17.77	58.0866
-2	2.23	0	6.61	-0.2	0.98	26.24	-5.248	25.708	2.986	5.973	0.424	10.90003	0	0.00	0	17.77	69.9367
-1	2.23	0	7.59	-0.1	0.99	30.13	-3.013	29.977	3.033	6.065	0.424	12.71013	0	0.00	0	17.77	80.3055
0	2.23	0	8.39	0	1.00	33.30	0.000	33.303	3.115	6.231	0.424	14.12058	0	0.00	0	17.77	88.7699
1	2.23	0	8.93	0.1	0.99	35.45	3.545	35.269	3.243	6.486	0.424	14.95408	0	0.00	0	17.77	94.4833
2	2.23	0	9.23	0.2	0.98	36.64	7.328	35.897	3.433	6.867	0.424	15.22047	0	0.00	0	17.77	97.6574
3	2.23	0	9.3	0.3	0.95	36.92	11.075	35.215	3.719	7.438	0.424	14.93119	0	0.00	0	17.77	98.3981
4	2.23	0	9.11	0.4	0.92	36.16	14.464	33.142	4.172	8.344	0.424	14.05234	0	0.00	0	17.77	96.3878
5	2.23	0	8.63	0.5	0.87	34.26	17.128	29.666	4.289	8.578	0.424	12.5786	0	0.00	0	17.77	91.3092
6	2.23	0	7.79	0.6	0.80	30.92	18.553	24.737	4.289	8.578	0.424	10.48862	0	0.00	0	17.77	82.4216
7	2.23	0.17	6.35	0.7	0.71	26.01	18.204	18.572	4.289	8.578	0.424	7.874404	0.17	0.73	0.3091583	17.77	69.3179
8	2.23	2.3	2.17	0.8	0.60	19.44	15.549	11.661	4.289	8.578	0.424	4.944464	2.3	9.86	4.1827303	17.77	51.8061
9	0.74	1.57	0	0.9	0.44	2.45	2.206	1.069	4.289	8.578	0.424	0.453061	1.57	6.73	2.8551681	17.77	6.5342
											kss	3.06457					
											kas	1.95076					

ANNEXE H :

Stabilité pour le cas de de service Normal talus amont (R=25,02)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Ssin α	N=Gn*Ccos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	1.48	0	0.96	-0.3	0.95	2.53	-0.759	2.413	2.971	5.942	0.424	1.022915	0	0.00	0	17.77	6.74111
-2	2.51	0	2.33	-0.2	0.98	10.41	-2.082	10.200	2.986	5.973	0.424	4.324652	0	0.00	0	17.77	27.7478
-1	2.51	0	3.44	-0.1	0.99	15.37	-1.537	15.292	3.033	6.065	0.424	6.48389	0	0.00	0	17.77	40.9667
0	2.51	0	4.29	0	1.00	19.17	0.000	19.167	3.115	6.231	0.424	8.126749	0	0.00	0	17.77	51.0893
1	2.51	0	4.88	0.1	0.99	21.80	2.180	21.694	3.243	6.486	0.424	9.198076	0	0.00	0	17.77	58.1155
2	2.51	0	5.23	0.2	0.98	23.37	4.673	22.894	3.433	6.867	0.424	9.707265	0	0.00	0	17.77	62.2837
3	2.51	0	5.31	0.3	0.95	23.72	7.117	22.631	3.719	7.438	0.424	9.595659	0	0.00	0	17.77	63.2364
4	2.51	0	5.11	0.4	0.92	22.83	9.132	20.924	4.172	8.344	0.424	8.871971	0	0.00	0	17.77	60.8546
5	2.51	0	4.57	0.5	0.87	20.42	10.209	17.682	4.289	8.578	0.424	7.497326	0	0.00	0	17.77	54.4238
6	2.51	0.14	3.52	0.6	0.80	16.47	9.881	13.174	4.289	8.578	0.424	5.585983	0.14	0.60	0.254601	17.77	43.8957
7	2.51	2.25	0	0.7	0.71	11.92	8.341	8.510	4.289	8.578	0.424	3.608192	2.25	9.65	4.0918014	17.77	31.7627
8	2.51	0.15	0	0.8	0.60	0.79	0.636	0.477	4.289	8.578	0.424	0.202099	0.15	0.64	0.2727868	17.77	2.11751

kss 3.2906

kas 2.31594

ANNEXE H :

Stabilité pour le cas de service Normal talus amont (R=27.26)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang $\emptyset$	N*tang $\emptyset$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\emptyset$	dn	a*Gn*dn
-2	2.4	0	1.3	-0.2	0.98	5.55	-1.111	5.441	2.986	5.973	0.424	2.307151	0	0.00	0	17.77	14.8031
-1	2.73	0	2.51	-0.1	0.99	12.20	-1.220	12.136	3.033	6.065	0.424	5.145645	0	0.00	0	17.77	32.5114
0	2.73	0	3.44	0	1.00	16.72	0.000	16.716	3.115	6.231	0.424	7.087726	0	0.00	0	17.77	44.5574
1	2.73	0	4.09	0.1	0.99	19.87	1.987	19.775	3.243	6.486	0.424	8.384736	0	0.00	0	17.77	52.9767
2	2.73	0	4.67	0.2	0.98	22.69	4.539	22.235	3.433	6.867	0.424	9.427597	0	0.00	0	17.77	60.4893
3	2.73	0	4.55	0.3	0.95	22.11	6.633	21.092	3.719	7.438	0.424	8.942946	0	0.00	0	17.77	58.9349
4	2.73	0	4.32	0.4	0.92	20.99	8.397	19.240	4.172	8.344	0.424	8.157778	0	0.00	0	17.77	55.9558
5	2.73	0	3.73	0.5	0.87	18.13	9.063	15.697	4.289	8.578	0.424	6.655612	0	0.00	0	17.77	48.3137
6	2.73	0.19	2.53	0.6	0.80	13.39	8.033	10.711	4.289	8.578	0.424	4.54146	0.19	0.81	0.3455299	17.77	35.6877
7	1.48	1.15	0	0.7	0.71	3.59	2.514	2.565	4.289	8.578	0.424	1.087409	1.15	4.93	2.0913652	17.77	9.5724

kss 3.41025

kas 2.45188

ANNEXE H :

Stabilité pour le cas de service Normal talus amont (R=30.22)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Ssin α	N=Gn*Ccos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	1.51	0	1.15	-0.4	0.92	3.09	-1.236	2.833	2.986	5.973	0.424	1.201158	0	0.00	0	17.77	8.23898
-3	3.02	0	3.15	-0.3	0.95	16.93	-5.080	16.153	2.971	5.942	0.424	6.848951	0	0.00	0	17.77	45.1353
-2	3.02	0	4.81	-0.2	0.98	25.86	-5.171	25.334	2.986	5.973	0.424	10.74171	0	0.00	0	17.77	68.9209
-1	3.02	0	6.14	-0.1	0.99	33.01	-3.301	32.841	3.033	6.065	0.424	13.92447	0	0.00	0	17.77	87.978
0	3.02	0	7.17	0	1.00	38.54	0.000	38.543	3.115	6.231	0.424	16.34225	0	0.00	0	17.77	102.737
1	3.02	0	7.89	0.1	0.99	42.41	4.241	42.201	3.243	6.486	0.424	17.89317	0	0.00	0	17.77	113.053
2	3.02	0	8.31	0.2	0.98	44.67	8.934	43.769	3.433	6.867	0.424	18.55793	0	0.00	0	17.77	119.071
3	3.02	0	8.4	0.3	0.95	45.16	13.547	43.075	3.719	7.438	0.424	18.26387	0	0.00	0	17.77	120.361
4	3.02	0	8.14	0.4	0.92	43.76	17.503	40.104	4.172	8.344	0.424	17.00423	0	0.00	0	17.77	116.635
5	3.02	0.19	7.31	0.5	0.87	40.51	20.253	35.080	4.289	8.578	0.424	14.87372	0.19	0.81	0.3455299	17.77	107.97
6	3.02	2.92	3.46	0.6	0.80	37.21	22.324	29.765	4.289	8.578	0.424	12.62041	2.92	12.52	5.3102489	17.77	99.1737
7	3.02	4.41	0.25	0.7	0.71	29.45	20.612	21.028	4.289	8.578	0.424	8.915936	4.41	18.91	8.0199307	17.77	78.4865
8	0.91	1.28	0	0.8	0.60	2.46	1.966	1.475	4.289	8.578	0.424	0.625246	1.28	5.49	2.3277804	17.77	6.55107

kss 2.48903
kas 1.80912

ANNEXE H :

Stabilité pour le cas de service Normaltalus aval (R=20.21)

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	0.19	0.17	0	-0.5	0.87	0.07	-0.034	0.059	3.033	6.065	0.424	0.025025	0.17	0.52	0.218597	16.24	0.16602
-4	2.02	1.91	0	-0.4	0.92	8.14	-3.256	7.461	2.986	5.973	0.424	3.163535	1.91	5.70	2.4184252	16.24	19.831
-3	2.02	3.38	0	-0.3	0.95	14.41	-4.322	13.743	2.971	5.942	0.424	5.826893	3.38	10.04	4.2580861	16.24	35.0936
-2	2.02	4.62	0	-0.2	0.98	19.69	-3.938	19.294	2.986	5.973	0.424	8.180451	4.62	13.80	5.8498033	16.24	47.9682
-1	2.02	5.65	0	-0.1	0.99	24.08	-2.408	23.961	3.033	6.065	0.424	10.15935	5.65	17.13	7.2651361	16.24	58.6624
0	2.02	6.47	0	0	1.00	27.58	0.000	27.576	3.115	6.231	0.424	11.69241	6.47	20.16	8.5461402	16.24	67.1762
1	2.02	7.08	0	0.1	0.99	30.18	3.018	30.025	3.243	6.486	0.424	12.73065	7.08	22.96	9.7355268	16.24	73.5097
2	2.02	7.49	0	0.2	0.98	31.92	6.385	31.279	3.433	6.867	0.424	13.26225	7.49	25.72	10.903337	16.24	77.7666
3	2.02	7.69	0	0.3	0.95	32.78	9.833	31.267	3.719	7.438	0.424	13.25704	7.69	28.60	12.126023	16.24	79.8431
4	2.02	6.66	0.99	0.4	0.92	31.95	12.778	29.279	4.172	8.344	0.424	12.41425	6.66	27.79	11.781625	16.24	77.8202
5	2.02	5.81	1.55	0.5	0.87	30.34	15.168	26.272	4.289	8.578	0.424	11.13943	5.81	24.92	10.565941	16.24	73.8999
6	2.02	5.62	1.12	0.6	0.80	27.98	16.788	22.385	4.289	8.578	0.424	9.491032	5.62	24.10	10.220411	16.24	68.1608
7	2.02	5.71	0.02	0.7	0.71	24.41	17.086	17.432	4.289	8.578	0.424	7.390984	5.71	24.49	10.384083	16.24	59.4605
8	2.02	4.01	0	0.8	0.60	17.09	13.673	10.255	4.289	8.578	0.424	4.348058	4.01	17.20	7.2924994	16.24	41.6347
9	0.61	1.37	0	0.9	0.44	1.76	1.587	0.769	4.289	8.578	0.424	0.325893	1.37	5.88	2.4914524	16.24	4.29546
											kss	1.92822					
											kas	1.67039					

ANNEXE H :

Stabilité pour le cas de service Normal talus aval (R=21.73)

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	1.82	1.3	0	-0.3	0.95	4.99	-1.498	4.762	2.971	5.942	0.424	2.019221	1.3	3.86	1.6377254	16.24	12.1611
-2	2.16	2.63	0	-0.2	0.98	11.99	-2.397	11.744	2.986	5.973	0.424	4.979588	2.63	7.85	3.3300829	16.24	29.1991
-1	2.16	3.73	0	-0.1	0.99	17.00	-1.700	16.915	3.033	6.065	0.424	7.171805	3.73	11.31	4.7962757	16.24	41.4116
0	2.16	4.55	0	0	1.00	20.74	0.000	20.737	3.115	6.231	0.424	8.792522	4.55	14.17	6.0100368	16.24	50.5155
1	2.16	5.27	0	0.1	0.99	24.02	2.402	23.898	3.243	6.486	0.424	10.13282	5.27	17.09	7.2466421	16.24	58.5092
2	2.16	5.71	0	0.2	0.98	26.02	5.205	25.498	3.433	6.867	0.424	10.8112	5.71	19.60	8.3121566	16.24	63.3942
3	2.16	5.93	0	0.3	0.95	27.03	8.108	25.782	3.719	7.438	0.424	10.93144	5.93	22.05	9.3507561	16.24	65.8367
4	2.16	5.89	0	0.4	0.92	26.84	10.738	24.603	4.172	8.344	0.424	10.43175	5.89	24.57	10.419485	16.24	65.3926
5	2.16	5.58	0	0.5	0.87	25.43	12.716	22.024	4.289	8.578	0.424	9.33828	5.58	23.93	10.147667	16.24	61.9509
6	2.16	4.93	0	0.6	0.80	22.47	13.481	17.975	4.289	8.578	0.424	7.621474	4.93	21.15	8.9655915	16.24	54.7344
7	2.16	3.86	0	0.7	0.71	17.59	12.315	12.563	4.289	8.578	0.424	5.326899	3.86	16.56	7.0197126	16.24	42.8549
8	1.65	2.19	0	0.8	0.60	7.62	6.100	4.575	4.289	8.578	0.424	1.939669	2.19	9.39	3.9826867	16.24	18.5732

kss 1.56539

kas 1.24908

ANNEXE H :

Stabilité pour le cas de service Normal talus aval (R=22.55)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Ssin α	N=Gn*Ccos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2.49	0.9	0	-0.3	0.95	4.73	-1.419	4.511	2.971	5.942	0.424	1.912541	0.9	2.67	1.1338099	16.24	11.5187
-2	2.55	2.56	0	-0.2	0.98	13.77	-2.755	13.496	2.986	5.973	0.424	5.722214	2.56	7.64	3.2414495	16.24	33.5537
-1	2.55	3.9	0	-0.1	0.99	20.98	-2.098	20.879	3.033	6.065	0.424	8.852597	3.9	11.83	5.0148727	16.24	51.1169
0	2.55	4.92	0	0	1.00	26.47	0.000	26.472	3.115	6.231	0.424	11.22415	4.92	15.33	6.498765	16.24	64.4859
1	2.55	5.71	0	0.1	0.99	30.72	3.072	30.569	3.243	6.486	0.424	12.96111	5.71	18.52	7.8516748	16.24	74.8404
2	2.55	6.18	0	0.2	0.98	33.25	6.650	32.580	3.433	6.867	0.424	13.81378	6.18	21.22	8.9963447	16.24	81.0006
3	2.55	6.33	0	0.3	0.95	34.06	10.218	32.490	3.719	7.438	0.424	13.77568	6.33	23.54	9.9814985	16.24	82.9667
4	2.55	6.13	0	0.4	0.92	32.98	13.193	30.229	4.172	8.344	0.424	12.81707	6.13	25.58	10.844048	16.24	80.3453
5	2.55	5.53	0	0.5	0.87	29.75	14.877	25.768	4.289	8.578	0.424	10.92557	5.53	23.72	10.056739	16.24	72.4811
6	2.55	4.4	0	0.6	0.80	23.67	14.205	18.939	4.289	8.578	0.424	8.030289	4.4	18.87	8.001745	16.24	57.6704
7	2.08	2.53	0	0.7	0.71	11.10	7.773	7.930	4.289	8.578	0.424	3.362151	2.53	10.85	4.6010034	16.24	27.0485

kss	1.86766
kas	1.35539

ANNEXE H :

Stabilité pour le cas de service Normal talus aval (R=23.42)

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
-4	2.34	2.66	0	-0.4	0.92	13.13	-5.253	12.037	2.986	5.973	0.424	5.103704	2.66	7.94	3.3680686	18.96	37.3516
-3	2.34	4.37	0	-0.3	0.95	21.58	-6.473	20.583	2.971	5.942	0.424	8.727027	4.37	12.98	5.5052771	18.96	61.3634
-2	2.34	5.8	0	-0.2	0.98	28.64	-5.727	28.058	2.986	5.973	0.424	11.89673	5.8	17.32	7.343909	18.96	81.4434
-1	2.34	6.99	0	-0.1	0.99	34.51	-3.451	34.339	3.033	6.065	0.424	14.55992	6.99	21.20	8.988195	18.96	98.1533
0	2.34	7.94	0	0	1.00	39.20	0.000	39.203	3.115	6.231	0.424	16.62205	7.94	24.74	10.487844	18.96	111.493
1	2.34	8.65	0	0.1	0.99	42.71	4.271	42.494	3.243	6.486	0.424	18.01764	8.65	28.05	11.894394	18.96	121.463
2	2.34	9.12	0	0.2	0.98	45.03	9.006	44.119	3.433	6.867	0.424	18.70659	9.12	31.31	13.276159	18.96	128.063
3	2.34	9.35	0	0.3	0.95	46.16	13.849	44.038	3.719	7.438	0.424	18.67224	9.35	34.77	14.743604	18.96	131.292
4	2.34	9.3	0	0.4	0.92	45.92	18.367	42.084	4.172	8.344	0.424	17.84378	9.3	38.80	16.451819	18.96	130.59
5	2.34	5.95	3	0.5	0.87	41.87	20.937	36.263	4.289	8.578	0.424	15.37559	5.95	25.52	10.820541	18.96	119.087
6	2.34	5.64	2.6	0.6	0.80	38.68	23.206	30.941	4.289	8.578	0.424	13.11905	5.64	24.19	10.256782	18.96	109.996
7	2.34	5.64	1.42	0.7	0.71	33.76	23.633	24.111	4.289	8.578	0.424	10.22287	5.64	24.19	10.256782	18.96	96.0178
8	2.34	5.22	0	0.8	0.60	25.77	20.619	15.464	4.289	8.578	0.424	6.556709	5.22	22.39	9.4929792	18.96	73.2991
9	0.78	1.8	0	0.9	0.44	2.96	2.666	1.291	4.289	8.578	0.424	0.54751	1.8	7.72	3.2734411	18.96	8.42518

kss 1.36804
kas 1.15811

ANNEXE H :

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=21.73)

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	1.82	1.3	0	-0.3	0.95	4.99	-1.498	4.762	2.971	5.942	0.424	2.019221	1.3	3.86	1.6377254	18.96	14.198
-2	2.16	2.63	0	-0.2	0.98	11.99	-2.397	11.744	2.986	5.973	0.424	4.979588	2.63	7.85	3.3300829	18.96	34.0896
-1	2.16	3.73	0	-0.1	0.99	17.00	-1.700	16.915	3.033	6.065	0.424	7.171805	3.73	11.31	4.7962757	18.96	48.3476
0	2.16	4.55	0	0	1.00	20.74	0.000	20.737	3.115	6.231	0.424	8.792522	4.55	14.17	6.0100368	18.96	58.9763
1	2.16	5.27	0	0.1	0.99	24.02	2.402	23.898	3.243	6.486	0.424	10.13282	5.27	17.09	7.2466421	18.96	68.3088
2	2.16	5.71	0	0.2	0.98	26.02	5.205	25.498	3.433	6.867	0.424	10.8112	5.71	19.60	8.3121566	18.96	74.012
3	2.16	5.93	0	0.3	0.95	27.03	8.108	25.782	3.719	7.438	0.424	10.93144	5.93	22.05	9.3507561	18.96	76.8636
4	2.16	5.89	0	0.4	0.92	26.84	10.738	24.603	4.172	8.344	0.424	10.43175	5.89	24.57	10.419485	18.96	76.3451
5	2.16	5.58	0	0.5	0.87	25.43	12.716	22.024	4.289	8.578	0.424	9.33828	5.58	23.93	10.147667	18.96	72.3269
6	2.16	4.93	0	0.6	0.80	22.47	13.481	17.975	4.289	8.578	0.424	7.621474	4.93	21.15	8.9655915	18.96	63.9017
7	2.16	3.86	0	0.7	0.71	17.59	12.315	12.563	4.289	8.578	0.424	5.326899	3.86	16.56	7.0197126	18.96	50.0326
8	1.65	2.19	0	0.8	0.60	7.62	6.100	4.575	4.289	8.578	0.424	1.939669	2.19	9.39	3.9826867	18.96	21.684

kss 1.67539
kas 1.220144

ANNEXE H :

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=22.55)

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	2.49	0.9	0	-0.3	0.95	4.73	-1.419	4.511	2.971	5.942	0.424	1.912541	0.9	2.67	1.1338099	18.96	13.4479
-2	2.55	2.56	0	-0.2	0.98	13.77	-2.755	13.496	2.986	5.973	0.424	5.722214	2.56	7.64	3.2414495	18.96	39.1735
-1	2.55	3.9	0	-0.1	0.99	20.98	-2.098	20.879	3.033	6.065	0.424	8.852597	3.9	11.83	5.0148727	18.96	59.6784
0	2.55	4.92	0	0	1.00	26.47	0.000	26.472	3.115	6.231	0.424	11.22415	4.92	15.33	6.498765	18.96	75.2865
1	2.55	5.71	0	0.1	0.99	30.72	3.072	30.569	3.243	6.486	0.424	12.96111	5.71	18.52	7.8516748	18.96	87.3752
2	2.55	6.18	0	0.2	0.98	33.25	6.650	32.580	3.433	6.867	0.424	13.81378	6.18	21.22	8.9963447	18.96	94.5672
3	2.55	6.33	0	0.3	0.95	34.06	10.218	32.490	3.719	7.438	0.424	13.77568	6.33	23.54	9.9814985	18.96	96.8626
4	2.55	6.13	0	0.4	0.92	32.98	13.193	30.229	4.172	8.344	0.424	12.81707	6.13	25.58	10.844048	18.96	93.8021
5	2.55	5.53	0	0.5	0.87	29.75	14.877	25.768	4.289	8.578	0.424	10.92557	5.53	23.72	10.056739	18.96	84.6208
6	2.55	4.4	0	0.6	0.80	23.67	14.205	18.939	4.289	8.578	0.424	8.030289	4.4	18.87	8.001745	18.96	67.3294
7	2.08	2.53	0	0.7	0.71	11.10	7.773	7.930	4.289	8.578	0.424	3.362151	2.53	10.85	4.6010034	18.96	31.5788

kss 1.92766

kas 1.45886

ANNEXE H :

Stabilité pour le de finde construction talus aval (R=23.42)

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
-4	2.34	2.66	0	-0.4	0.92	13.13	-5.253	12.037	2.986	5.973	0.424	5.103704	2.66	7.94	3.3680686	18.96	37.3516
-3	2.34	4.37	0	-0.3	0.95	21.58	-6.473	20.583	2.971	5.942	0.424	8.727027	4.37	12.98	5.5052771	18.96	61.3634
-2	2.34	5.8	0	-0.2	0.98	28.64	-5.727	28.058	2.986	5.973	0.424	11.89673	5.8	17.32	7.343909	18.96	81.4434
-1	2.34	6.99	0	-0.1	0.99	34.51	-3.451	34.339	3.033	6.065	0.424	14.55992	6.99	21.20	8.988195	18.96	98.1533
0	2.34	7.94	0	0	1.00	39.20	0.000	39.203	3.115	6.231	0.424	16.62205	7.94	24.74	10.487844	18.96	111.493
1	2.34	8.65	0	0.1	0.99	42.71	4.271	42.494	3.243	6.486	0.424	18.01764	8.65	28.05	11.894394	18.96	121.463
2	2.34	9.12	0	0.2	0.98	45.03	9.006	44.119	3.433	6.867	0.424	18.70659	9.12	31.31	13.276159	18.96	128.063
3	2.34	9.35	0	0.3	0.95	46.16	13.849	44.038	3.719	7.438	0.424	18.67224	9.35	34.77	14.743604	18.96	131.292
4	2.34	9.3	0	0.4	0.92	45.92	18.367	42.084	4.172	8.344	0.424	17.84378	9.3	38.80	16.451819	18.96	130.59
5	2.34	8.95	0	0.5	0.87	44.19	22.095	38.269	4.289	8.578	0.424	16.22624	8.95	38.39	16.276277	18.96	125.676
6	2.34	8.24	0	0.6	0.80	40.68	24.411	32.547	4.289	8.578	0.424	13.80007	8.24	35.34	14.985086	18.96	115.706
7	2.34	7.06	0	0.7	0.71	34.86	24.401	24.894	4.289	8.578	0.424	10.5549	7.06	30.28	12.839164	18.96	99.1363
8	2.34	5.22	0	0.8	0.60	25.77	20.619	15.464	4.289	8.578	0.424	6.556709	5.22	22.39	9.4929792	18.96	73.2991
9	0.78	1.8	0	0.9	0.44	2.96	2.666	1.291	4.289	8.578	0.424	0.54751	1.8	7.72	3.2734411	18.96	8.42518
										kss	2.10389						
										kas	1.74802						

ANNEXE H :

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=20.21)

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	0.19	0.17	0	-0.5	0.87	0.07	-0.034	0.059	3.033	6.065	0.424	0.025025	0.17	0.52	0.218597	16.54	0.16909
-4	2.02	1.91	0	-0.4	0.92	8.14	-3.256	7.461	2.986	5.973	0.424	3.163535	1.91	5.70	2.4184252	16.54	20.1973
-3	2.02	3.38	0	-0.3	0.95	14.41	-4.322	13.743	2.971	5.942	0.424	5.826893	3.38	10.04	4.2580861	16.54	35.7419
-2	2.02	4.62	0	-0.2	0.98	19.69	-3.938	19.294	2.986	5.973	0.424	8.180451	4.62	13.80	5.8498033	16.54	48.8543
-1	2.02	5.65	0	-0.1	0.99	24.08	-2.408	23.961	3.033	6.065	0.424	10.15935	5.65	17.13	7.2651361	16.54	59.746
0	2.02	6.47	0	0	1.00	27.58	0.000	27.576	3.115	6.231	0.424	11.69241	6.47	20.16	8.5461402	16.54	68.4171
1	2.02	7.08	0	0.1	0.99	30.18	3.018	30.025	3.243	6.486	0.424	12.73065	7.08	22.96	9.7355268	16.54	74.8676
2	2.02	7.49	0	0.2	0.98	31.92	6.385	31.279	3.433	6.867	0.424	13.26225	7.49	25.72	10.903337	16.54	79.2031
3	2.02	7.69	0	0.3	0.95	32.78	9.833	31.267	3.719	7.438	0.424	13.25704	7.69	28.60	12.126023	16.54	81.318
4	2.02	7.65	0	0.4	0.92	32.61	13.042	29.884	4.172	8.344	0.424	12.6707	7.65	31.92	13.532948	16.54	80.8951
5	2.02	7.36	0	0.5	0.87	31.37	15.685	27.167	4.289	8.578	0.424	11.51882	7.36	31.57	13.384737	16.54	77.8285
6	2.02	6.74	0	0.6	0.80	28.73	17.236	22.982	4.289	8.578	0.424	9.744276	6.74	28.91	12.257218	16.54	71.2723
7	2.02	5.73	0	0.7	0.71	24.42	17.096	17.441	4.289	8.578	0.424	7.395021	5.73	24.58	10.420454	16.54	60.592
8	2.02	4.01	0	0.8	0.60	17.09	13.673	10.255	4.289	8.578	0.424	4.348058	4.01	17.20	7.2924994	16.54	42.4038
9	0.61	1.37	0	0.9	0.44	1.76	1.587	0.769	4.289	8.578	0.424	0.325893	1.37	5.88	2.4914524	16.54	4.37481

kss 3.33828

kas 2.20608

ANNEXE H :

Stabilité pour le cas de fin de vidange rapide talus amont (R=22.27)

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	2.23	0	0.05	-0.6	0.80	0.20	-0.119	0.159	0.454	0.908	0.424	0.067321	0	0.00	0	17.76	0.52872
-5	2.23	0	2.16	-0.5	0.87	8.57	-4.287	7.425	3.033	6.065	0.424	3.148293	0	0.00	0	17.76	22.8409
-4	2.23	0	3.93	-0.4	0.92	15.60	-6.240	14.297	2.986	5.973	0.424	6.062097	0	0.00	0	17.76	41.5577
-3	2.23	0	5.49	-0.3	0.95	21.79	-6.538	20.788	2.971	5.942	0.424	8.814217	0	0.00	0	17.76	58.0539
-2	2.23	0	6.61	-0.2	0.98	26.24	-5.248	25.708	2.986	5.973	0.424	10.90003	0	0.00	0	17.76	69.8973
-1	2.23	0	7.59	-0.1	0.99	30.13	-3.013	29.977	3.033	6.065	0.424	12.71013	0	0.00	0	17.76	80.2603
0	2.23	0	8.39	0	1.00	33.30	0.000	33.303	3.115	6.231	0.424	14.12058	0	0.00	0	17.76	88.7199
1	2.23	0	8.93	0.1	0.99	35.45	3.545	35.269	3.243	6.486	0.424	14.95408	0	0.00	0	17.76	94.4301
2	2.23	0	9.23	0.2	0.98	36.64	7.328	35.897	3.433	6.867	0.424	15.22047	0	0.00	0	17.76	97.6025
3	2.23	0	9.3	0.3	0.95	36.92	11.075	35.215	3.719	7.438	0.424	14.93119	0	0.00	0	17.76	98.3427
4	2.23	0	9.11	0.4	0.92	36.16	14.464	33.142	4.172	8.344	0.424	14.05234	0	0.00	0	17.76	96.3335
5	2.23	0	8.63	0.5	0.87	34.26	17.128	29.666	4.289	8.578	0.424	12.5786	0	0.00	0	17.76	91.2578
6	2.23	0	7.79	0.6	0.80	30.92	18.553	24.737	4.289	8.578	0.424	10.48862	0	0.00	0	17.76	82.3752
7	2.23	0.17	6.35	0.7	0.71	26.01	18.204	18.572	4.289	8.578	0.424	7.874404	0.17	0.73	0.3091583	17.76	69.2789
8	2.23	2.3	2.17	0.8	0.60	19.44	15.549	11.661	4.289	8.578	0.424	4.944464	2.3	9.86	4.1827303	17.76	51.7769
9	0.74	1.57	0	0.9	0.44	2.45	2.206	1.069	4.289	8.578	0.424	0.453061	1.57	6.73	2.8551681	17.76	6.53052

kss 3.06457

kas 1.95116

ANNEXE H :

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont (R=25.02)

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	1.48	0	0.96	-0.3	0.95	2.53	-0.759	2.413	2.971	5.942	0.424	1.022915	0	0.00	0	17.76	6.73732
-2	2.51	0	2.33	-0.2	0.98	10.41	-2.082	10.200	2.986	5.973	0.424	4.324652	0	0.00	0	17.76	27.7322
-1	2.51	0	3.44	-0.1	0.99	15.37	-1.537	15.292	3.033	6.065	0.424	6.48389	0	0.00	0	17.76	40.9436
0	2.51	0	4.29	0	1.00	19.17	0.000	19.167	3.115	6.231	0.424	8.126749	0	0.00	0	17.76	51.0605
1	2.51	0	4.88	0.1	0.99	21.80	2.180	21.694	3.243	6.486	0.424	9.198076	0	0.00	0	17.76	58.0828
2	2.51	0	5.23	0.2	0.98	23.37	4.673	22.894	3.433	6.867	0.424	9.707265	0	0.00	0	17.76	62.2486

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	2.51	0	5.31	0.3	0.95	23.72	7.117	22.631	3.719	7.438	0.424	9.595659	0	0.00	0	17.76	63.2008
4	2.51	0	5.11	0.4	0.92	22.83	9.132	20.924	4.172	8.344	0.424	8.871971	0	0.00	0	17.76	60.8203
5	2.51	0	4.57	0.5	0.87	20.42	10.209	17.682	4.289	8.578	0.424	7.497326	0	0.00	0	17.76	54.3931
6	2.51	0.14	3.52	0.6	0.80	16.47	9.881	13.174	4.289	8.578	0.424	5.585983	0.14	0.60	0.254601	17.76	43.871
7	2.51	2.25	0	0.7	0.71	11.92	8.341	8.510	4.289	8.578	0.424	3.608192	2.25	9.65	4.0918014	17.76	31.7448
8	2.51	0.15	0	0.8	0.60	0.79	0.636	0.477	4.289	8.578	0.424	0.202099	0.15	0.64	0.2727868	17.76	2.11632
											kss	3.2906					
											kas	2.31632					

ANNEXE H :

-2	2.4	0	1.3	-0.2	0.98	5.55	-1.111	5.441	2.986	5.973	0.424	2.307151	0	0.00	0	17.76	14.7948
-1	2.73	0	2.51	-0.1	0.99	12.20	-1.220	12.136	3.033	6.065	0.424	5.145645	0	0.00	0	17.76	32.4931
0	2.73	0	3.44	0	1.00	16.72	0.000	16.716	3.115	6.231	0.424	7.087726	0	0.00	0	17.76	44.5323
1	2.73	0	4.09	0.1	0.99	19.87	1.987	19.775	3.243	6.486	0.424	8.384736	0	0.00	0	17.76	52.9469
2	2.73	0	4.67	0.2	0.98	22.69	4.539	22.235	3.433	6.867	0.424	9.427597	0	0.00	0	17.76	60.4552
3	2.73	0	4.55	0.3	0.95	22.11	6.633	21.092	3.719	7.438	0.424	8.942946	0	0.00	0	17.76	58.9018
4	2.73	0	4.32	0.4	0.92	20.99	8.397	19.240	4.172	8.344	0.424	8.157778	0	0.00	0	17.76	55.9243
5	2.73	0	3.73	0.5	0.87	18.13	9.063	15.697	4.289	8.578	0.424	6.655612	0	0.00	0	17.76	48.2865
6	2.73	0.19	2.53	0.6	0.80	13.39	8.033	10.711	4.289	8.578	0.424	4.54146	0.19	0.81	0.3455299	17.76	35.6676
7	1.48	1.15	0	0.7	0.71	3.59	2.514	2.565	4.289	8.578	0.424	1.087409	1.15	4.93	2.0913652	17.76	9.56701

kss 3.41025
kas 2.45226

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont (R=27.26)

ANNEXE H :

Stabilité pour de vidange rapide talus amont (R=30.22)

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
-4	1.51	0	1.15	-0.4	0.92	3.09	-1.236	2.833	2.986	5.973	0.424	1.201158	0	0.00	0	17.76	8.23434
-3	3.02	0	3.15	-0.3	0.95	16.93	-5.080	16.153	2.971	5.942	0.424	6.848951	0	0.00	0	17.76	45.1099
-2	3.02	0	4.81	-0.2	0.98	25.86	-5.171	25.334	2.986	5.973	0.424	10.74171	0	0.00	0	17.76	68.8821
-1	3.02	0	6.14	-0.1	0.99	33.01	-3.301	32.841	3.033	6.065	0.424	13.92447	0	0.00	0	17.76	87.9285
0	3.02	0	7.17	0	1.00	38.54	0.000	38.543	3.115	6.231	0.424	16.34225	0	0.00	0	17.76	102.679
1	3.02	0	7.89	0.1	0.99	42.41	4.241	42.201	3.243	6.486	0.424	17.89317	0	0.00	0	17.76	112.99
2	3.02	0	8.31	0.2	0.98	44.67	8.934	43.769	3.433	6.867	0.424	18.55793	0	0.00	0	17.76	119.004
3	3.02	0	8.4	0.3	0.95	45.16	13.547	43.075	3.719	7.438	0.424	18.26387	0	0.00	0	17.76	120.293
4	3.02	0	8.14	0.4	0.92	43.76	17.503	40.104	4.172	8.344	0.424	17.00423	0	0.00	0	17.76	116.57
5	3.02	0.19	7.31	0.5	0.87	40.51	20.253	35.080	4.289	8.578	0.424	14.87372	0.19	0.81	0.3455299	17.76	107.909
6	3.02	2.92	3.46	0.6	0.80	37.21	22.324	29.765	4.289	8.578	0.424	12.62041	2.92	12.52	5.3102489	17.76	99.1178
7	3.02	4.41	0.25	0.7	0.71	29.45	20.612	21.028	4.289	8.578	0.424	8.915936	4.41	18.91	8.0199307	17.76	78.4423
8	0.91	1.28	0	0.8	0.60	2.46	1.966	1.475	4.289	8.578	0.424	0.625246	1.28	5.49	2.3277804	17.76	6.54739

kss	2.48903
kas	1.8094