

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE-ARBAOUI
ABDELLAH-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**ETUDE DE FAISABILITE DE LA RETENUE
COLLINAIRE DRAIA- OUED DJER (W. BLIDA)**

Présenté par :

M^r : KEZZOU Moussa

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r M. HASSANE	M C.B	Président
M^{me} A.ADDOU	M A.A	Examinatrice
M^r A. HADJ SADOUK	M C.B	Examineur
M^r A.HEBBOUCHE	M A.A	Examineur
M^r R.REKROUK	M A.B	Examineur
M^r M. BACHIR CHERIF	M A.B	Promoteur

Septembre 2012

Dédicace

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers :

Ma mère

Mon père

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Je le dédie également à

Mes frères et mes sœurs: Athman, Samir, Ahmed, Fouzia et Yamina.

Mes Amis: Hicham, Said, Salim, Adel, Omar, Nabil, Mohamed, Hakim, Moustafa, Rabeh, Kamel....

En un mot, à toute ma famille, mes amis et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation

Remerciement

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

Et « quiconque ne remercie pas les gens, ne remercie pas Dieu »

*Je remercie fortement mon promoteur: M^r **BACHIR CHERIF** de m'avoir orienté par ses conseils judicieux et pour son aide précieux dans le but de mener à bien ce travail.*

Mes remerciements vont également à :

➤ *Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.*

Je tiens à remercier aussi :

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

➤ *Le corps d'enseignants et les étudiants de l'ENSH*

➤ *Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.*

ملخص :

قمنا في هذا العمل بدراسة تقنية شاملة على مستوى واد التيسيملات (ولاية البليدة) لإنشاء سد من اجل هكتار من الأراضي الفلاحية المجاورة. 33,25 تزويد المنطقة بمياه السقي بما يقارب متر و سعة تقدر 16,92 السد الذي يبلغ ارتفاعه بتصميم بعد دراسة جيولوجية و هيدرولوجية معمقة قمنا جميع مراحل الإنجاز. بشرح و تنظيم تحققنا من ثباته و فيما يتعلق بالإنجاز قمنا مليون متر مكعب و كذا 199.0 ب

Résumé :

Dans le présent mémoire nous avons fait une étude technique complète sur l'oued Tissimlet (Wilaya de Blida) pour l'implantation d'une retenue collinaire, destiné à l'irrigation d'une superficie de 33,25 ha.

Après une étude géologique précise et complète suivie d'une étude hydrologique approfondie nous avons dimensionné une retenue collinaire de 16,92 m de hauteur et une capacité de 0,199 millions m³, puis on a implanté la digue et on a vérifié sa stabilité. Pour la réalisation nous avons élaboré une note explicative contenant les différentes étapes de calcul.

Abstract:

Our present study is register as part of Algerian Agriculture development generally and irrigation particularity through the realization of small dam from Oued Djer oued Tissimlet in order to make up the deficit of requirements out of water, situated in Blida Wilaya.

After a precise and complete study of the various stages "geological, hydrological, topographic), we chose the adopted alternative, then one established the dam and one checked his stability. For the realisation we gave an explanation supplements containing the various stages of calculation.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation du site

N° page

Introduction.....	2
I.1 Situation géographique.....	2
I.2.Caractéristiques climatiques du site du barrage	3
Conclusion.....	6

Chapitre II : Rapport sur l'étude topographique

Introduction.....	7
II.1 Caractéristiques morphologiques	7
II.2 Choix du site du barrage	7
II.3 Choix de l'axe du barrage	7
Conclusion.....	8

Chapitre III : Etude géologique et géotechnique

Introduction	9
III.1 Etude géologique	9
III.1.1 Situation géographique	9
III.1.2 Sismicité da la région	11
III.1.3 Tectonique régionale	11
III.1.4 Géologie régionale.....	11
III.1.5 Géologie et hydrogéologie sommaire du bassin versant de la retenue.....	11
III.1.5.1 Géologie du bassin versant	11
III.1.5.2 Hydrogéologie du bassin versant	12
III .1.6 Analyse lithologique de la cuvette	12
III.1.7 Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue	12
III.1.8 Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise de la digue	12
III.1.9 Fondation de la digue et ses ouvrages annexes	13
III.1.10 Matériaux de construction de la retenue collinaire	13
Conclusion générale et recommandation.....	13
III.2 Etude géotechnique	14
III.2.1 Prospection géotechnique du terrain.....	14
III.2.2 Au niveau de l'axe de la digue.....	15

III.2.3 Interprétation de la reconnaissance	15
III.2.4 Essais de laboratoire.....	15
III.2.4.1 Mode opératoire des essais.....	15
III.2.4.2 Terrains d'assise et de fondation de la digue	15
III.2.4.2.1 Résultats des données géotechniques des fouilles	15
III.2.4.2.2 Résultats des sondages électriques	16
III.2.4.3 Matériaux de construction de la digue	17
Conclusions et recommandations :	19

Chapitre IV : Etude Hydrologique

INTRODUCTION.....	20
ETUDE GEOMORPHOLOGIQUE.....	20
IV.1 CARACTERISTIQUES GEOMORPHOLOGIQUE DU BASSIN	
VERSANT.....	20
IV.2 PARAMETRES GEOMETRIQUES ET DE RELIEFS.....	20
IV.2.1 PARAMETRES GEOMETRIQUES.....	20
IV.2.1.1 SUPERFICIE ET PERIMETRE.....	20
IV.2.1.2 INDICE DE FORME OU DE COMPACTITE (GRAVELIUS 1914)	20
IV.2.1.3 DIMENSIONNEMENT DU RECTANGLE EQUIVALENT	21
IV.2.2 PARAMETRES DE RELIEF.....	22
IV.2.2.1 COURBE HYSOMETRIQUE.....	22
IV.2.2.2 ALTITUDES.....	24
IV.2.2.2.1 ALTITUDE MOYENNE.....	24
IV.2.2.2.2 ALTITUDE MEDIANE (DE FREQUENCE 50 %).....	24
IV.2.2.2.3 DENIVELEE SPECIFIQUE (D).....	25
IV.2.2.3 INDICE DE PENTE DE ROCHE « IP »	25
IV.2.2.4 INDICE DE PENTE GLOBAL « IG »	25
IV.2.2.5 INDICE DE PENTE moyenne du bassin versant « IM »	25
IV.3 CARACTERISTIQUES	
HYDROGRAPHIQUES.....	25
IV.3.1 CHEVELUE HYDROGRAPHIQUE.....	26
IV.3.1.1 DENSITE DU TALWEG ELEMENTAIRE.....	26
IV.3.1.2 DENSITE DE DRAINAGE.....	26
IV.3.2 COEFFICIENT DE TORRENTIALITE.....	26

IV.3.3 TEMPS DE CONCENTRATION.....	27
IV.3.4 VITESSE DE RUISSELLEMENT.....	27
CONCLUSION.....	28
ETUDE CLIMATOLOGIQUES.....	29
IV.4 PRESENTATION DES STATIONS CLIMATIQUES.....	29
IV.4.1 ANALYSE DES TEMPERATURES.....	29
IV.4.2 Evaporation	30
IV.4.3 Le vent.....	31
IV.4.4 Précipitations	32
IV.4.4.1 PRECIPITATIONS MOYENNES MENSUELLES.....	32
I.4.1.2 PRECIPITATIONS JOURNALIERES MAXIMALES.....	33
IV.5 CHOIX DE LA LOI D'AJUSTEMENT.....	33
IV.5.1 AJUSTEMENT DE LA SERIE PLUVIOMETRIQUE A LA LOI DE GUMBEL.....	34
IV.5.2 AJUSTEMENT DE LA SERIE PLUVIOMETRIQUE A LA LOI DE GALTON (LOI DE LOG- NORMALE)	35
IV.5.3 CONCLUSION	36
IV.6 ETUDES DES APPORTS.....	37
IV.6.1 DETERMINATION DES APPORTS LIQUIDES	37
IV.6.1.1 APPORT MOYEN ANNUEL(A_0)	37
IV.6.1.2 FORMULE DE DERRI	37
IV.6.1.3 FORMULE DE COUTAGNE :	37
IV.6.1.4 FORMULE RATIONNELLE	37
IV.6.1.5 FORMULE DE SAMIE.....	37
IV.6.1.6 FORMULE DE CHAUMONT.....	38
IV.6.1.7 FORMULE DE ERRIH MOHAMMED(ANRH)	38
IV.6.1.8 VALEUR DE L'APPORT MOYEN.....	38
IV.6.2 APPORT FREQUENTIEL.....	38
IV.6.3 ETUDE DES APPORTS SOLIDES.....	39
IV.6.3.1 FORMULE DE TIXERONT (LE P.N.U.D. /O.P.E. MAI 1987)	39
IV.6.3.2 FORMULE DE FOURNIER.....	39
IV.6.3.3 FORMULE DE GRAVILOVIC.....	39
IV.6.3.4 VALEUR DE L'APPORT SOLIDE	40
IV.7 VOLUME MORT.....	40

IV.8 DEBIT DE CRUES MAXIMAL.....	41
IV.8.1 METHODE RATIONNELLE DE TURAZZA.....	41
IV.8.2 METHODE DE GIANDOTTI.....	41
IV.8.3 METHODE DE SAMIE.....	42
IV.8.4 METHODE DE MALLET GAUTIER.....	42
IV.8.5 HYDROGRAMME DE CRUE	42
IV.8.6 CHOIX DE LA CRUE DE PROJET	43
IV.8.7 Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface »	43
IV.9 REGULARISATION	44
IV.9.1 REPARTITION MENSUEL DE L'APPORT 80%	44
IV.9.1.1 ESTIMATION DES BESOINS EN IRRIGATION.....	44
IV.9.2 REGULARISATION SANS TENIR PERTE.....	45
IV.9.3 REGULARISATION SAISONNIERE AVEC PERTES	45
IV.9.3.1 ESTIMATION DES PERTES PAR INFILTRATION.....	45
IV.9.3.2 ESTIMATION DES PERTES PAR EVAPORATION.....	46
IV.10 LAMINAGE DE CRUE	47
IV.10.1 LAMINAGE DES CRUES PAR LA METHODE DE KOTCHERINE.....	48
IV.11 ETUDE D'OPTIMISATION.....	53
IV.11.1 CALCUL DU VOLUME DE LA DIGUE POUR LES DIFFERENTES LARGEURS DEVERSANT	53
IV.11.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues.....	53
IV.11.2.1COUT DU DEVERSOIR:.....	53
IV.11.2.2Calcul du coût du coursier	54
IV.11.2.3 le coût total du barrage.....	55
Conclusion.....	56

Chapitre V : Présentation des variantes digue

Introduction	57
V-1- Le choix du site du barrage	57
V-2- Le choix du type de barrage	57
V-3- Les variantes à choisir	58
V.4. Définition de profil général du barrage	58
V.4.1. Hauteur de barrage	58
V.4.2. Largeur en crête.....	59
CONCLUSION.....	60

Conclusion générale

Expert PDF Evaluation

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation du site

Tableau I.1: Températures moyennes mensuelles dans la station de Mouzaia (1988 – 2006)	4
Tableau I.2 : Distribution mensuelle de l'évaporation.....	5
Tableau I.4 : Répartition mensuelle des vitesses du vent.	5

Chapitre III : Etude géologique et géotechnique

Tableau N°III.1: Caractéristiques géotechniques.....	16
Tableau N° III.2: Caractéristiques mécaniques.....	16
Tableau N°III.3 : Résultats des sondages électriques rive droite.....	16
Tableau N°III.4 : Résultats des sondages électriques rive gauche.....	17
Tableau N°III.5 : Résultats des sondages électriques lit de l'oued.	17
Tableau N°III.6: Caractéristiques géotechniques du matériau d'étanchéité.....	17
Tableau N° III.7: Caractéristiques mécanique du matériau d'étanchéité.	18

Chapitre IV : Etude hydrologique

Tableau N°IV.1 : Calcul des surfaces cumulées.....	23
Tableau N°IV.2 : Résultats de calcul.	24
Tableau N°IV.3 : Temps de concentration.....	27
Tableau : N°IV.4 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	28
Tableau N° IV.5: Caractéristique de station de BOUMEDFAA MF.....	29
Tableau N°IV.6 : Températures moyennes de la station de Mouzaia.....	29
Tableau N°IV.7 : Répartition mensuelle moyenne de l'évaporation.....	30
Tableau N°IV.8 : Répartition mensuelle moyenne de la vitesse de vent.	31
Tableau N°IV.9 : Répartition mensuelle de la précipitation (station de BOUMEDFAA)	32
Tableau N°IV.10 : Caractéristiques de la série avec N=40ans.	33

Tableau N°IV.11: Résultats d'ajustement à la loi de GUMBEL.	34
Tableau N° IV.12 : Résultats d'ajustement à la loi de GALTON.	36
Tableau IV.13 : Apports liquides (m ³)	38
Tableau N°IV.14 Apports Solides.....	40
Tableau N°IV.15: Répartition mensuelle de l'apport 80%.....	44
Tableau N°IV.16: Répartition mensuelle des besoins.	44
Tableau N°IV.17 Variation Mensuelle de l'Infiltration.....	45
Tableau N°IV.18 : Variation Mensuelle de l'EVAPORATION.....	46
Tableau N°IV.19 Résumé des paramètres hydrologiques.....	47
Tableau N°IV.20: Données initiales.	49
Tableau N°IV.21: 1 ^{ère} Etape de calcul.	49
Tableau N°IV.22: 2 ^{ème} Etape de calcul.	50
Tableau N°IV.23: 3 ^{ème} Etape de calcul.	50
Tableau N°IV.24: Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.	52
Tableau N°IV.25: Estimation de la digue.....	53
Tableau N°IV.26: Coût de déversoir.	54
Tableau N°IV.27: Coût de coursier.	55
Tableau N°IV.28: Coût total de la retenue.	55

Chapitre V : Présentation des variantes de la digue

Tableau N°V.1: Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.....	59
Tableau N°V.2: Valeurs indicatives des pentes des talus.....	60
Tableau N°V.3: Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.	61
Tableau N°V.4: volume de recharge (Argile).....	63
Tableau N°V.5: Volume d'enrochement (Rip Rap) talus amont (e=0.5m).	64
Tableau N°V.6: Volume de gravier, talus amont (e=0.2m).....	64
Tableau N°V.7: Volume de sable, talus amont (e=0.2m).....	65
Tableau N°V.8: Volume d'enrochement (e=0.3m).	65
Tableau N°V.9: Volume de gravier (e=0.4m).	66

Tableau N°V.10: Volume de sable (e=0.3m).	66
Tableau N°V.11: Volume d'enrochement.....	67
Tableau N°V.12: Volume de gravier (e=0.2m).	67
Tableau N°V.13: Volume de sable (e=0.2m).	67
Tableau N°V.14: Volume de gravier et sable du tapis drainant.....	68
Tableau N°V.15: Volume de noyau.	68
Tableau N°V.16: Volume de la recharge.....	69
Tableau N°V.17: Volume du sable.....	69
Tableau N°V. 18: Volume de la recharge.	70
Tableau N°V.19: Volume du masque en béton.....	71
Tableau N°V.20: Le coût des différentes variantes.....	72

Chapitre VI : Etude de la variante retenue de la digue

Tableau N°VI.1: Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête	74
Tableau N°VI.2: Valeurs indicatives des pentes des talus.	74
Tableau N°VI.3: Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et le poids.	76
Tableau N°VI.4: Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.	77
Tableau N°VI.5: Coordonnées de la parabole de Kozeny.	80
Tableau N°VI.6: Récapitulatif des résultats de la 1 ^{ère} couche de filtre.	82
Tableau N°VI.7: Récapitulatif des résultats de la 2 ^{ème} couche de filtre.	83

Chapitre VII : Etude de stabilité de la digue

Tableau N°VII.1: Coefficient de stabilité admissible des talus.....	85
Tableau N°VII.2: Valeurs de K_1 , K_2 en fonction de pente de talus.....	88
Tableau N°VII.3 : Les rayons des cercles de glissement.....	88
Tableau N°VII.4 : Caractéristique géotechnique.....	91
Tableau N°VII.5 : Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	93

Chapitre VIII : Etude des ouvrages annexes

Tableau N°VIII.1 : Type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{v}$	96
Tableau VIII.2 : Résultats de laminage.....	100
Tableau N°VIII.3 : Résultats de (H_{bat}) , et (b).....	100

Chapitre IX : Etude des ouvrages annexes

Tableau N°IX.1 : Coordonnés de profil de CREAGER.....	103
Tableau N°IX.2 : Caractéristique du canal.....	106

Chapitre X : Organisation du chantier

Tableau N°X.1 : Symboles des opérations.....	115
Tableau N°X.2 : Détermination des chemins critiques.....	116

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation du site

Figure N° I.1 : Situation géographique de la Commune de Oued Djer – Wilaya de Blida.....	3
Figure N°I.2 : Répartition des températures mensuelle (Station de Mouzaia).....	4
Figure N°I.3 : Répartition mensuelle moyenne de l'évaporation.....	5
Figure N°I.4 : Répartition mensuelle moyenne de la vitesse de vent.....	6

Chapitre III : Etude géologique et géotechnique

Figure N°III.1 : Extrait de la carte géologique de Marengo N°62 au 1/50.000.....	10
---	----

Chapitre IV : Etude hydrologique

Figure N°VI.2 : Bassin versant de la retenue Draia sur oued Tissimlet Commune de Oued Djer – W. Blida.....	21
Figure IV.2 : rectangle équivalent.....	22
Figure VI.3 : Répartition du bassin versant en surfaces partielles.....	22
Figure IV.4 : Courbe hypsométrique.....	23
Figure IV.5 : Chevelue hydrographique du bassin versant.....	26
Figure N°IV.6 : Répartition des températures mensuelle (Station de Mouzaia).	30
Figure N°IV.7 : Répartition mensuelle moyenne de l'évaporation.....	31
Figure N°IV.8 : Répartition mensuelle moyenne de la vitesse de vent.	31
Figure N°IV.9 : Répartition mensuelle des précipitations (station de BOUMEDFAA MF).	32
Figure N°IV.10 : La droite de l'ajustement avec loi de GUMBEL.....	35
Figure N° IV.11 : La droite de l'ajustement avec loi LOG NORMAL.	36
Figure IV.12 : Hydrogramme de crue de projet a une période de retour 100 ans.....	43
Figure N°IV.13 : $Q_{\text{laminé}} = f(h)$	51

Figure N°IV.14: $Q_{\text{laminé}} = f(V)$	52
Figure IV.15 : COURBE D'OPTIMISATION.....	56

Chapitre VII : Etude de stabilité de la digue

Figure N°VII.1 : Calcul de stabilité, méthode de FELLENIUS.....	86
Figure N°VII.2 : Les forces qui agissent sur une tranche.....	89

Chapitre IX : Etude des ouvrages annexes

Figure N°IX.1 : profil de CREAGER.....	103
Figure N°IX.2: La ligne d'eau dans le coursier.....	107

Chapitre X : Organisation du chantier

Figure X.1: Réseau à nœud.....	117
---------------------------------------	-----

Listes des planches :

Planches N°01: Plan d'aménagement.

Planches N°02: Coupe géologique suivant l'axe de la digue.

Planches N°03: Profil en long suivant l'axe de la digue.

Planches N°04: Coupe type de la digue.

Planches N°05: Profil en long de l'évacuateur de crue.

Planches N°06: Schémas de calcul de la stabilité.

Expert PDF Evaluation

INTRODUCTION GENERALE :

Le développement économique dans les domaines de l'agriculture et hydraulique amorcé par notre pays repose essentiellement sur la mobilisation des ressources en' eau et leur utilisation rationnel ; parmi les efforts entrepris dans ce domaine il s'agit de minimiser les déperditions des eaux de ruissellements, d'accroître les superficies irriguées et de fixer la population par la création d'ensemble agro économique et arrêter l'exode vers les villes.

C'est dans ce cadre là que la mobilisation des ressources en eau superficielles décidée par le Ministère des Ressources en Eau en vue d'une utilisation rationnelle et planifiée de ce facteur vital qui est « l'eau » pour l'exploitations des petits périmètres d'irrigation qui rentre dans le programme de la relance économique lancé par le gouvernement, que la direction hydraulique de la willaya de BLIDA a engagé un ambitieux programmes d'études.

Cette prospection rentre également dans le cadre du développement agricole qui a été basé dans les années précédentes sur l'irrégularité des pluies et les eaux souterraines de la nappe Metidjienne, et qui aujourd'hui demande la mobilisation des volumes d'eau en rapport avec les besoins des superficies à irriguer à une échelle locale.

Introduction:

Avant de commencer l'étude d'un barrage, on devra, d'abord, évaluer l'aptitude topographique du site, et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes. Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

Les données topographiques nécessaires concernent le bassin versant de barrage, la vallée de l'oued, à l'amont et l'aval du barrage, le site du barrage, les zones d'emprunts des matériaux de construction de la digue. Dans ce chapitre, nous décrivons les méthodes utilisées pour la recherche de sites et ses résultats. D'une manière générale, le choix de l'emplacement d'un barrage se fait par étapes, en opérant une sélection parmi les sites présumés, de moins en moins nombreux, selon la procédure suivante :

- Analyse des cartes topographiques.
- Reconnaissance du terrain par des études géologique et topographique.
- Estimation de la structure du terrain au moyen de la prospection géologique ou d'autres techniques possibles
- Vérification de la structure du terrain au moyen du test de forage, de l'essai de perméabilité ou d'autres techniques possibles
- Estimation du mécanisme d'écoulement des eaux à partir des résultats de l'observation des oueds.
- A cela s'ajoute au besoin, les données hydrologiques et météorologiques, telles que la pluviométrie et le débit du cours d'eau, sont également collectées pour déterminer la nécessité du barrage.

D'autre part, la gestion et l'entretien du barrage nécessitent une participation active de la communauté locale. Il faut donc mener une étude socio-économique afin de déterminer la possibilité de la participation des habitants.

I.1 Situation géographique

La retenue de Draia sera implantée sur l'Oued Tissimlet, au Sud de la Commune de Oued Djer à une distance de: 5.5 kilomètre environ.

Ses coordonnées UTM sont, après localisation sur la carte d'état major de Blida Nj-31-III-61-Ouest à l'Echelle: 1/25.000:

X =480,340km

Y =338,580 km

Z =252,000 m, NGA



Figure N° I.3 : Situation géographique de la Commune de Oued Djer – Echelle 1/500.000

I.2.Caractéristiques climatiques du site du barrage

Les conditions climatiques du bassin jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau.

a) Température :

Les températures moyennes mensuelles dans la station de Mouzaia sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau I.1: températures moyennes mensuelles dans la station de Mouzaia.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avri	Mai	Juin	Juil	Aou	Moy
T°C St													
Mouzaia	25,9	22,2	17,8	14,6	13,5	13,8	15,8	17,3	20,9	25,7	28,7	29,4	20,5

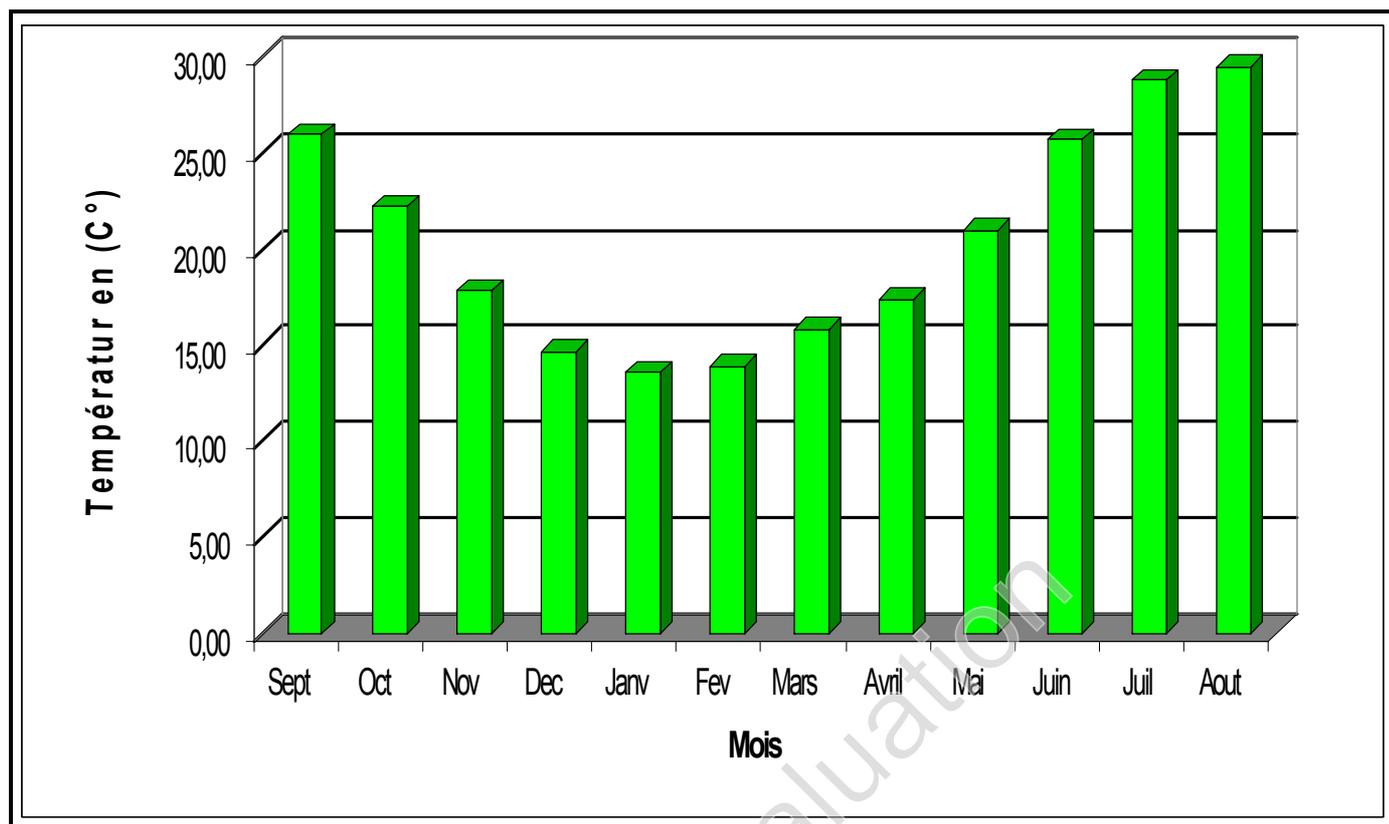


Figure N°I.2: Répartition des températures mensuelle (Station de Mouzaia).

b) Evaporation :

Les données disponibles pour l'évaporation sont celles mesurées aux stations de Mouzaia (1988 – 2006).

Tableau I.2 : Distribution mensuelle de l'évaporation

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aou	Moy
Evap (mm)	117,1	97,9	73,1	61,8	58,9	54,1	70,4	86,5	100,6	134,1	154,8	153,6	96,9

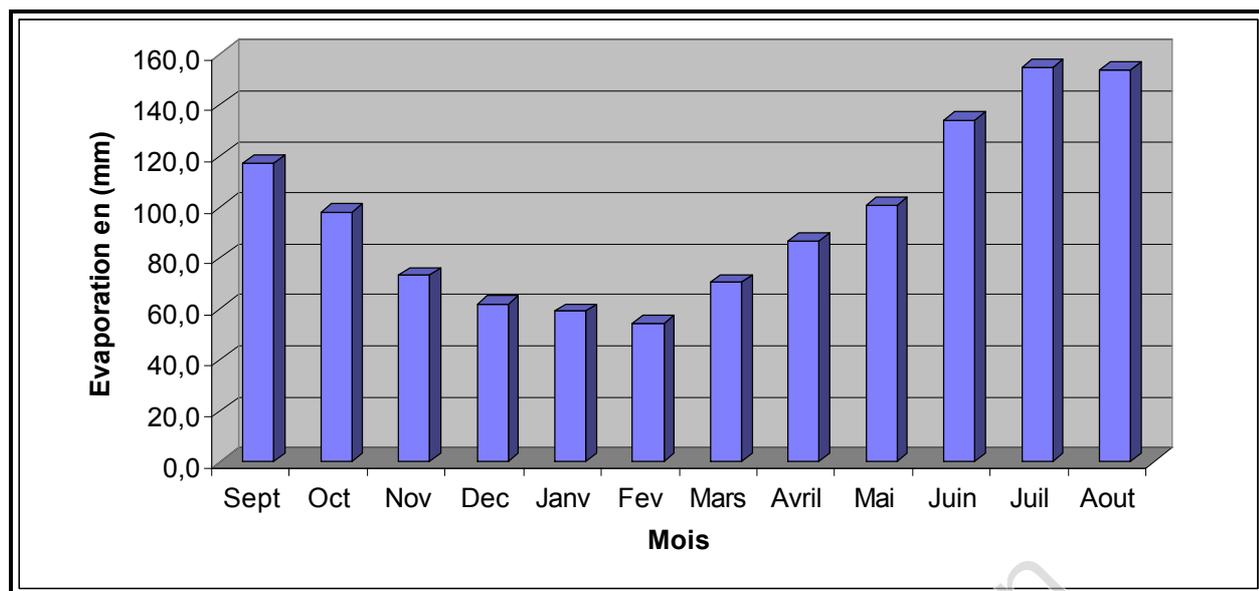


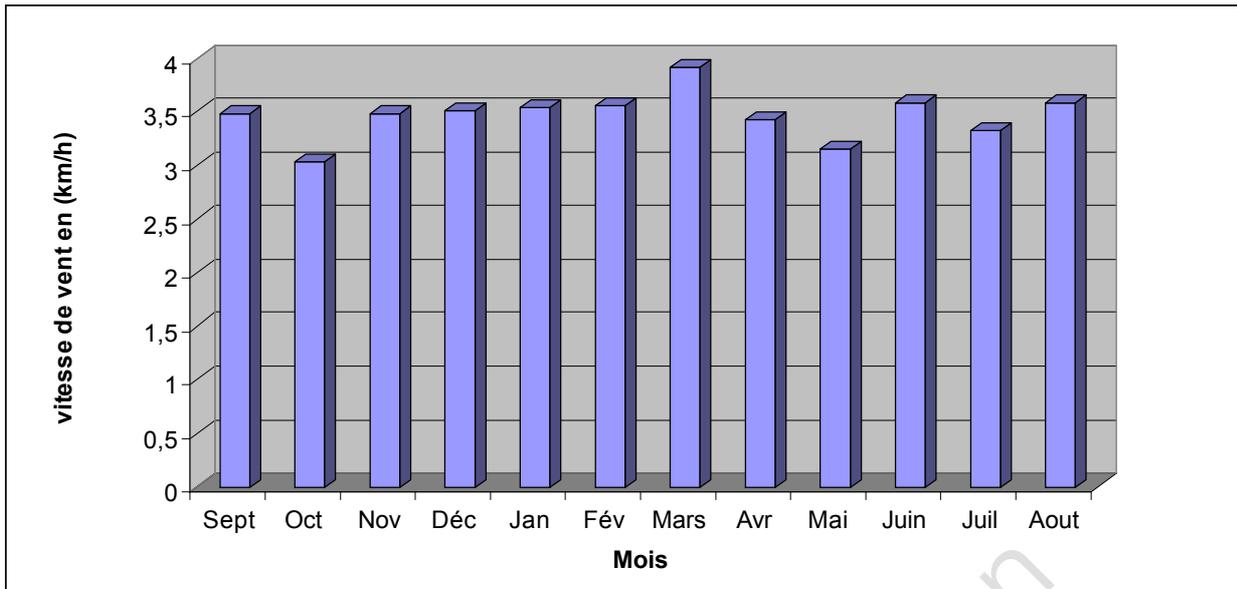
Figure N°I.3: Répartition mensuelle moyenne de l'évaporation.

c) Vitesse du vent :

Les vitesses moyennes mensuelles sont de 3,5 m/s environ, sans grandes variations d'un mois à un autre (les minimales à 3,04 m/s et les maximales à 3,91 m/s).

Tableau I. 3 : Répartition mensuelle des vitesses du vent.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Vitesse de vent (m/s)	3,48	3,04	3,48	3,51	3,54	3,55	3,91	3,43	3,14	3,58	3,33	3,58



Fi

Figure N°1.4: Répartition mensuelle moyenne de la vitesse de vent.

Conclusion :

D’après les données mentionnées, dans ce chapitre, on a connue les conditions climatiques de notre région d’étude.

Introduction :

La réalisation, de n'importe quel projet, dans le domaine des infrastructures hydrauliques de cette envergure, nécessite une étude détaillée de la topographie du site et de la région c'est l'objet de ce chapitre.

II.1 Caractéristiques morphologiques

Le site d'étude, par son relief, donne un aspect d'une zone de vallée assez plate avec des versants assez faibles parfois doux et des dénivelées moins importantes donnant une configuration d'une large cuvette favorisant un choix limité d'axe.

II.2 Choix du site du barrage

Le choix d'un site, apte, pour la réalisation d'un ouvrage qui répond aux meilleures conditions techniques et économiques, est basé essentiellement sur les connaissances et les conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques du site.

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 du barrage et de la retenue ;

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

- Choisir l'emplacement rapproché et facile, des zones d'accès existantes, afin d'éviter la création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre.
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

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

II.3 Choix de l'axe du barrage

L'analyse des différents paramètres naturels (topographique, géologique,...), ainsi que l'aspect artificiel du milieu urbanistique (humain), donne les solutions adéquates pour le futur de la région.

En générale Le bassin versant de oued Tissimlet fait partie du grand bassin versant du côtier Algérois (Bassin II selon le découpage de l'ANRH), constitue une limite hydrologique située immédiatement au sud Est de la ville de Blida, au nord-Est entourée par les monts de Nador et El Mechta au sud.

Les altitudes, dans la région, oscillent entre 252m NGA et 680 m NGA et la plus basse se trouve dans la vallée des oueds (252 m NGA pour oued Tissimlet).

Conclusion :

D'après la morphologie du site et les paramètres topographique, on a constaté que l'oued Tissimlet peut dans son lit contenir une retenue collinaire.

Introduction :

L'étude géologique, de la retenue collinaire, est basée essentiellement sur les données recueillies sur le terrain, tel que les observations faites sur le site après plusieurs visites de reconnaissances, et les résultats obtenus par la réalisation des puits et des sondages en différents endroits de la retenue (zone d'emprunt et dans l'axe de la digue) avec analyse descriptive (lithologie) des formations géologiques rencontrées dans le levé géologique du site et de sa cuvette.

III.1 Etude géologique**III.1.1 Situation géographique**

La région, de la présente étude de la retenue collinaire, se situe à plus de 40 kilomètre au Sud Ouest de la ville de Blida (Chef lieu de la Wilaya), précisément dans la Commune de Oued Djer.

Le bassin versant d'oued Tissimlet fait partie du grand bassin versant du côtier Algérois (Bassin 02 selon le découpage de l'ANRH).

Le bassin versant est situé dans :

La carte d'état major de Blida Nj-31-III-61-Ouest–Echelle: 1/25.000

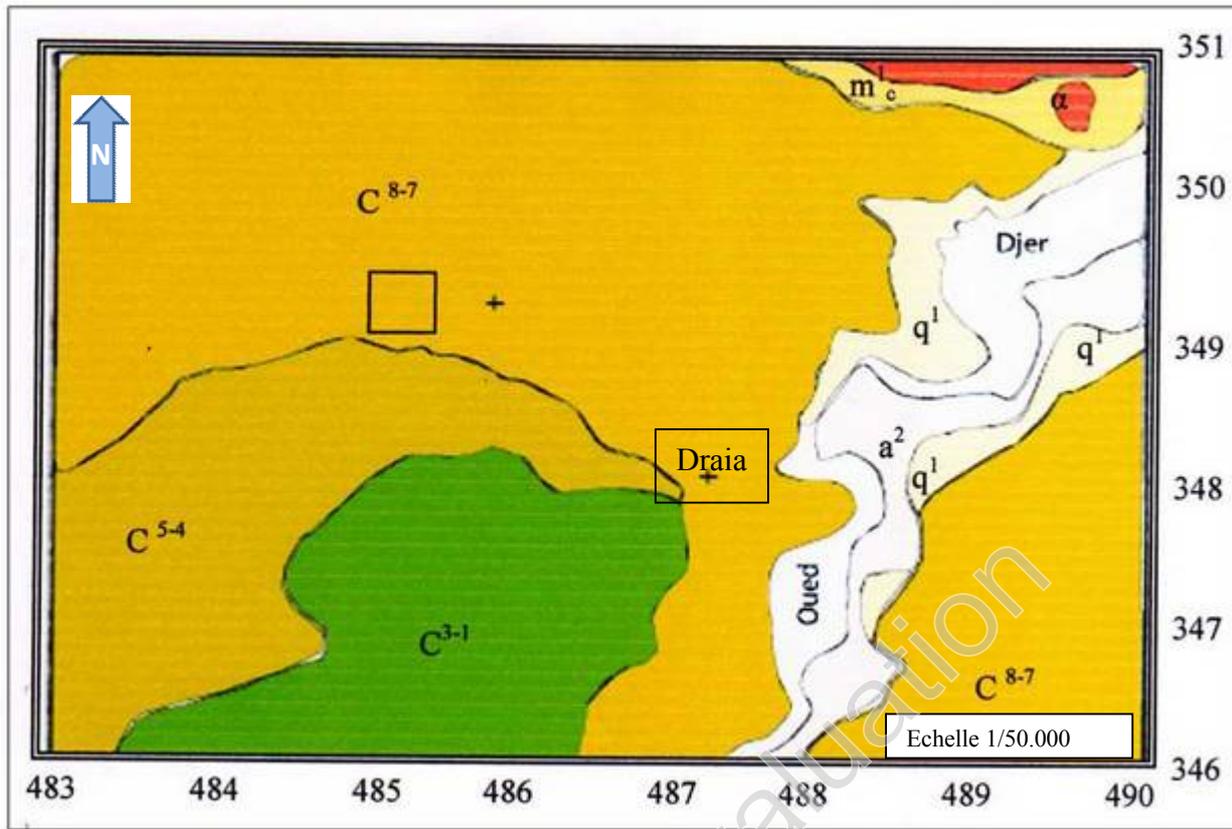
L'axe de la retenue caractérisé, selon la carte d'état major de Blida, par les coordonnées suivantes :

$$X = 480,34 \text{ km}$$

$$Y = 338,58 \text{ km}$$

$$Z = 252,00 \text{ m NGA}$$

La géologie du bassin versant, de la retenue collinaire sur Oued Tissimlet, est illustrée sur l'extrait de la carte géologique ci-après dans la (figure N°III.1)



Fi

gure N°III.1: Extrait de la carte géologique de Marengo N°62 au 1/50.000.

Légende:

A	Alluvions actuelles sables et graviers	C⁸⁻⁷	Sénonien : marnes
a²	Alluvions récentes : limoneuse	C⁵⁻⁴	Cénomanien : calcaires et marnes
q¹	Alluvions anciennes de vallée : cailloux	C³⁻¹	Albien : argiles, grés
m¹_c	Miocène : calcaires à lithothamnium	α	Andésites et tufs andésitiques

III.1.2 Sismicité da la région

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

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

Le site de la retenue collinaire Draia est situé dans la zone « III »

III.1.3 Tectonique régionale

Généralement, la géologie structurale de la région étudiée, est caractérisée par un grand nombre d'accidents (fissures, failles principales et secondaires).

Les monts de l'Atlas Blidéen sont formés d'une suite d'anticlinales et synclinaux d'âge crétacé laissant apparaître par endroits des terrains d'âge triasique.

La Mitidja et l'Atlas Blidéen sont deux zones d'activité sismique intéressantes.

III.1.4 Géologie régionale

La géologie de l'Algérie septentrionale a fait l'objet de plusieurs études durant ce dernier siècle afin d'arriver à une synthèse géologique du Nord de l'Algérie qui est d'une extrême complexité.

Le secteur d'étude se situe entre la chaîne des monts de Nador au nord-est et la chaîne des monts d'El Mechta au Sud. Ces dernières, qui font partie de l'Atlas Blidéen, sont formées d'une suite d'anticlinales et synclinaux d'âge crétacé laissant apparaître par endroit des terrains d'âge triasique.

Pour une meilleure connaissance des conditions géologiques de la zone d'étude, nous allons nous intéresser dans un premier temps à la géologie, à l'échelle du bassin versant, puis dans un deuxième temps à l'échelle de la digue de la retenue. Cela nous permettra de mieux cerner les facteurs d'érosion du transport solide, l'infiltration et fuites possibles, la stabilité des sols et l'influence de la lithologie de la retenue sur la qualité du sol.

III.1.5 Géologie et hydrogéologie sommaire du bassin versant de la retenue

III.1.5.1 Géologie du bassin versant

La géologie du bassin versant, est caractérisée par la présence des formations géologiques suivantes :

A: Alluvions actuelles, sables et graviers.

a²: Alluvions récentes, limoneuses.

q¹: Alluvions anciennes de vallée, cailloux

m¹_c: Miocène, calcaires à lithothamnium

C⁸⁻⁷: Sénonien, marnes

C⁵⁻⁴: Cénomaniens, calcaires et marnes

C³⁻¹: Albien, argiles, grès

α : Andésites et tufs andésitiques

III.1.5.2 Hydrogéologie du bassin versant

De point de vue hydrogéologie, nous avons remarqué la présence d'une nappe phréatique aquifère (libre) de nature faible dans la cuvette de part et d'autre des rives de l'oued, cette nappe est formée de dépôts d'alluvions d'âge quaternaire (A, a², q¹).

(Gravier, Galets, Débris, Polygénique, Hétérométrique arrondi à sub-arrondi)

Cette nappe est alimentée directement par pluviométrie et par faible source.

Leur substratum est formé de marnes compactes d'âge cénomaniens.

L'écoulement des eaux souterraines se fait, de l'ouest vers le nord-est, avec un niveau statique (N.S) de 3m, la qualité chimique de l'eau est acceptable.

III .1.6 Analyse lithologique de la cuvette

Elle est essentiellement basée sur les observations faites lors de la campagne de prospection géologique de terrain.

La cuvette et l'emplacement de l'axe de la digue sont caractérisés par une formation imperméable.

La faille n'existe pas, mais la cuvette est formée par un synclinal (fosse).

L'épaisseur de l'alluvionnaire perméable varie de 4 à 5 m

L'écoulement des eaux de l'oued est important durant les périodes hivernales.

III.1.7 Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue

La réalisation des fouilles au niveau de l'axe de la digue, laisse apparaître une couche d'Argile avec trace de sable peu argileux, sur une profondeur 3 m.

Sur les deux rives gauche et droite de la digue, le terrain est constitué par des Argiles, avec une trace de sable et de gravier jaunâtre à grise, à 3m de profondeur.

III.1.8 Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise de la digue

➤ Perméabilité :

Les argiles, limoneuses qui existent dans la vallée de la retenue collinaire Draia, sont imperméables. Leur perméabilité est de l'ordre de 10^{-8} cm/s.

➤ Etanchéité :

L'étanchéité de l'assiette de la retenue est entièrement assurée par les argiles limoneuses. Pour pouvoir assurer une étanchéité totale au niveau de zone d'emprise de la digue et éviter le phénomène de Renard, il est nécessaire de décaper les matériaux altérés en surface de la zone d'assise.

III.1.9 Fondation de la digue et ses ouvrages annexes

1) Corps de la digue :

La digue sera ancrée partout dans les argiles limoneuses après décapage de son toit généralement altéré, en revanche, au fond de la vallée, elle doit être ancrée de (4 à 5) m de profondeur.

2) Evacuateur de crue :

Implanté sur côté gauche de la retenue collinaire, il aura comme assise de fondations, les argiles limoneuses.

3) La prise d'eau et la vidange de fond :

Elles seront implantées au fond du thalweg de la retenue collinaire Draia, elles seront fondées dans les alluvions.

III.1.10 Matériaux de construction de la retenue collinaire

1) Matériaux d'étanchéité :

Les matériaux d'étanchéité destinés pour la digue, sont les argiles qui se trouvent à environ de 2 Km du site (à la droite de l'autoroute reliant la commune de oued Djar et Chiffa)

2) Matériaux de Rip-Rap (enrochement) :

La protection du talus amont de la digue (en terre homogène) se fait par des pierres de carrière sous forme de blocs de (200 à 300 mm) de diamètre, pour pouvoir garantir une protection suffisante et durable du talus amont de la digue vis-à-vis des mouvements des vagues.

Conclusion générale et recommandation

Les résultats des données géologiques et hydrogéologiques évoqués, ci-dessus, nous permettent de faire la conclusion et les recommandations suivantes :

-La structure géologique du substratum (Argiles brunâtres sableuse) et son comportement hydrogéologique ne s'opposent guère à la réalisation d'une digue en terre homogène, et nous opterons pour un ancrage de (4 à 5) m au fond du talweg. Il est nécessaire de décaper les matériaux altérés en surface de la zone.

-L'étanchéité de site et son assiette sont assurées par la fondation d'argile limoneuse.

-Les matériaux argileux nécessaires à l'étanchéité de la digue sont largement disponibles dans la cuvette.

-Les enrochements pour la protection des talus seront les pierres de carrière sous forme de blocs de 200 à 300 mm.

Ainsi toutes les conditions géologiques et hydrogéologiques sont favorables pour la réalisation d'une digue en terre homogène sur le site de la retenue collinaire Draia, commune de Oued Djer, willaya de Blida.

III.2 Etude géotechnique

L'étude géotechnique de la retenue collinaire Draia est basée, essentiellement, sur les visites de reconnaissance de terrain au cours desquelles, on a le programme suivant :

- Prospection in situ (exécution des fouilles, tranchées et sondages avec des prélèvements des échantillons de sol en différents endroits à différentes profondeurs) ;
- Travaux de laboratoire (essais géotechniques et chimiques du sol prélevé).

III.2.1 Prospection géotechnique du terrain

-Une fouille de 4.00 m de profondeur a été exécutée au moyen d'une pelle mécanique sur la zone d'emprunt. Dimensions des puits : 3m,3m,4m(diamètres)

-Trois sondages électriques verticaux ont été exécutés au niveau de l'axe de la digue.

Les échantillons de sol ont été mis dans des sacs étanches afin de préserver leur teneur initiale.

-Trois sondages carottés dont deux (S1, S3) de 15 m sont de profondeur implantés au niveau des versants et (S2) de 17m de profondeur, situé approximativement au niveau de l'axe de l'oued.

-Trois fouilles dénommées F01, F02 et F03, ont été exécutées au moyen d'une pelle mécanique soit sur les rives, soit dans le lit d'oued. Leurs profondeurs sont comme suit :

F01 = 3.00 m	rive droite.
F02 = 3.00 m	rive gauche.
F03 = 3.00 m	lit d'oued.

Dimensions des puits : 3m pour les trois.

Les échantillons de sol ont été mis, dans des sacs étanches, afin de préserver leur teneur initiale.

Ceci dans le but de connaître et déterminer la structure géomécanique des terrains d'assise et de la fondation de la digue et ses ouvrages annexes, ainsi que l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt, nécessaires, à la construction de la retenue collinaire.

Des échantillons ont été prélevés et soumis au laboratoire aux essais suivants :

- Teneur en eau naturelle (W_n);
- Densité sèche γ_d ;
- Granulométrie – sédimentométrie ;

- Limites d'Atterberg (W_L , W_p , I_p);
- Cisaillement rectiligne non consolidé, non drainé (UU) ;
- Proctor normal (OPN);
- Analyse chimique;
- Essais de perméabilité (K) ;

III.2.2 Au niveau de l'axe de la digue

III.2.3 Interprétation de la reconnaissance

➤ Coupes lithologiques des sondages

- **Sondage S1 :**

- 0,00 à 3,00 m : Graviers, galets, débris, polygénique.
- 3,00 à 15 m : Marnes, indurée à compacte et schiste.

- **Sondage S2 :**

- 0,00 à 4,00 m : Argiles brunâtre, sableuses, dépôts des alluvions.
- 4,00 à 17 m : Marnes, indurée à compacte et schiste.

- **Sondage S3 :**

- 0,00 à 3,00 m : Graviers, galets, débris, polygénique.
- 3,00 à 15 m : Marnes, indurée à compacte et schiste.

III.2.4 Essais de laboratoire

III.2.4.1 Mode opératoire des essais

Essai de cisaillement rectiligne ont été exécutés sur des échantillons de sols non consolidés et non drainés sous des contraintes normales (1 ; 2 ; 3) bars avec une vitesse de cisaillement de 1 mm/min.

Essais de compactage : effectués sur des échantillons de sols selon Proctor normal (pression constante).

III.2.4.2 Terrains d'assise et de fondation de la digue

III.2.4.2.1 Résultats des données géotechniques des fouilles

➤ Rive droite ; Rive gauche ; Lit de l'oued :

- Les trois puits réalisés sur les deux rives droite et gauche et dans le lit d'oued ont connu la même formation géologique entre : Gravier à matrice argilo-sableuse.
- Les essais d'identification réalisés sur ce matériau, ont donne les résultats suivants :

Tableau N°II.1: Caractéristiques géotechniques.

Pourcentage de gravier	32.48 %.
Pourcentage de sable	27.24 %.
Pourcentage des éléments fins	32.84 %.
Limite de liquidité (W_L)	43.25 %
Limite de plasticité (W_p)	26.84 %
Indice de plasticité (I_p)	16.41
Le coefficient de perméabilité (K)	$1.25 \cdot 10^{-8}$ m/sec
Poids volumique apparent (γ_h)	1.779 gr/cm ³
Teneur en eau naturelle (W_n)	21.69 %
Teneur en carbonates ($CaCO_3$)	27 %

Source CTH d'Oran

Caractéristique mécanique :**Tableau N° III.2:** Caractéristiques mécaniques.

La cohésion non drainé (C_u)	0.98 bars
L'angle de frottement interne non drainé (ϕ_u)	11°
Pression de consolidation (P_c)	1.8 kg/cm ²
Coefficient de compressibilité (C_c)	20.7%

Source CTH d'Oran

III.2.4.2.2 Résultats des sondages électriques**➤ Rive Droite :****Tableau N°III.3 :** Résultats des sondages électriques rive droite.

N°	OHM/M	Profondeur (m)	Symbole	Formation géologique
1	87-95	1-4	q^1	Carapace de calcaire gréseux et marnes indurées.
2	70-80	4-10	C^{5-4}	Marnes feuilletées indurées.
3	80-102	10-75	C^{5-4}	Marnes, schiste parfois avec intercalation de calcaire gréseux.

➤ Rive Gauche :

Tableau N°III.4 : Résultats des sondages électriques rive gauche.

N°	OHM/M	Profondeur (m)	Symbole	Formation géologique
1	90-99	1-3	C ⁵⁻⁴	marnes et calcaire gréseux.
2	60-90	3-8	C ⁵⁻⁴	Marnes.
3	80-135	8-75	C ⁵⁻⁴	Marnes, schisteuses parfois intercalations du calcaire.

➤ Lit de l'Oued :

Tableau N°III.5 : Résultats des sondages électriques lit de l'oued.

N°	OHM/M	Profondeur (m)	Symbole	Formation géologique
1	30-60	1-5	A, a ² , q ¹	Alluvions.
2	20-70	5-10	C ⁵⁻⁴	Marnes humides.
3	70-110	10-50	C ⁵⁻⁴	Marnes schisteuses.

III.2.4.3 Matériaux de construction de la digue

➤ Matériaux d'étanchéité :

- Argile limoneuse avec trace de sable et de gravier, de coloration jaunâtre à marron.

Les essais d'identification et de classification ont été réalisés sur ce matériau (voir Annexe A.1), ont donnés les résultats suivants :

Tableau N°III.6: Caractéristiques géotechniques du matériau d'étanchéité.

Pourcentage de gravier	9.22 %
Pourcentage de sable	9.30 %
Pourcentage des éléments fins	81.48 %
Limite de liquidité (W _L)	62.00 %
Limite de plasticité (W _p)	30.59 %
Indice de plasticité (I _p)	31.41

Le coefficient de perméabilité (K)	$1.25 \cdot 10^{-8}$ m/sec
Poids volumique apparent (γ_h)	1.746 T/m ³
Teneur en eau naturelle (W_n)	21.69 %
Teneur en carbonates (CaCO ₃)	05 %
Poids volumique sec (γ_d)	1.49 T/m ³
Poids volumique de saturation (γ_{sat})	1.76 T/m ³

Source CTH d'Oran

D'après l'abaque de Casagrand (Voir Annexe A.2), ce sont des matériaux argileux (argiles limoneuses), très plastiques, pratiquement imperméable.

Caractéristique mécanique :

Tableau N° III.7: Caractéristiques mécanique du matériau d'étanchéité.

La cohésion non drainé (C_u)	0.32 bars
L'angle de frottement interne non drainé (ϕ_u)	15.24°
Teneur en eau optimale (W_{opm})	17.5 %
Le poids volumique sec maximal (γ_d)	1.78 T/m ³
Degrés de saturation (S_r)	94.11%

Source CTH d'Oran

➤ Matériaux pour filtre, transition et drainage :

Ce type de matériaux destinés à la protection du corps de la digue doivent être exploités des carrières calcaires existantes dans les environs de la retenue et doivent avoir un fuseau granulométrique obéissant aux critères de TERZAGUI en partant du fuseau granulométrique des matériaux de base argileux.

➤ Matériaux d'enrochement (Rip-Rap) :

Les matériaux nécessaires à la protection du talus amont de la digue contre les mouvements des vagues d'eau de la retenue collinaire seront exploités des carrières.

Les blocs de calcaires destinés à la protection du talus amont de la digue, doivent être mis en place sous forme des gros blocs de 200 à 300 mm de diamètre afin d'assurer leur stabilité contre les mouvements des vagues.

Conclusions et recommandations :

Sur le site objet de cette étude, il est prévu la réalisation d'une retenue collinaire.

Pour garantir un bon ancrage de la digue, il est nécessaire d'exécuter une tranchée dans l'axe du barrage, assez large pour permettre l'accès aux engins, sa profondeur sera en fonction de la hauteur de la digue en général ($1/4H$). il est nécessaire de décaper les matériaux altérés en surface de la zone d'assise.

Les ouvrages annexes seront dimensionnés pour une capacité portante admissible de 1.50kg/cm^2 .

Introduction

L'étude hydrologique du projet, a pour but l'estimation et la précision de tous les paramètres hydrologiques de conception, nécessaire pour la dimension définitive des ouvrages: apports moyens et fréquents, distribution interannuelle des apports, débits maximaux instantanés, volume et hydrogramme de la crue, apports solides, ainsi que les calculs relatifs à la régularisation de l'écoulement.

ETUDE GEOMORPHOLOGIQUE

La détermination des apports est précédée par une étude morphologique précise et une analyse statistique des données climatologiques.

IV.1 Caractéristiques géomorphologique du bassin versant

La quantification des facteurs physico-géographiques du bassin versant s'impose pour la définition des paramètres hydrologiques et leur variation. Nous allons, dans cette partie, estimer les différents paramètres géométriques (relief et morphométrie).

IV.2 Paramètres géométriques et de reliefs

IV.2.1 Paramètres géométriques

Les paramètres géométriques se résument dans la superficie du bassin versant (S), son périmètre (P), son indice de forme ou de compacité (K_C) et le rectangle équivalent avec ses différentes côtes. La détermination de ces paramètres repose sur le tracé du bassin versant, d'oued Tissimlet sur la carte d'état-major de Blida

Nj-31-III-61-Ouest-Echelle: 1/25.000.

IV.2.1.1 Superficie et périmètre

Le bassin versant de l'Oued Tissimlet occupe une superficie de **S=6,04 Km²**
Un périmètre de **P=10,08 Km**

Un Coefficient d'allongement de $K_p = \frac{P^2}{S} = 16,82$ (IV.1)

Et la longueur du Talweg Principal **L_{TP}= 5,74 Km**.

IV.2.1.2 Indice de forme ou de compacité (GRAVELIUS 1914)

La valeur de cet indice, permet d'avoir une idée sur la forme du bassin versant. Il est donné par la formule suivante : $K_C = 0,28 \times \frac{P}{\sqrt{S}}$; **Kc = 1,14**.
K_C > 1 ; Nous avons donc un bassin versant est de forme allongée.

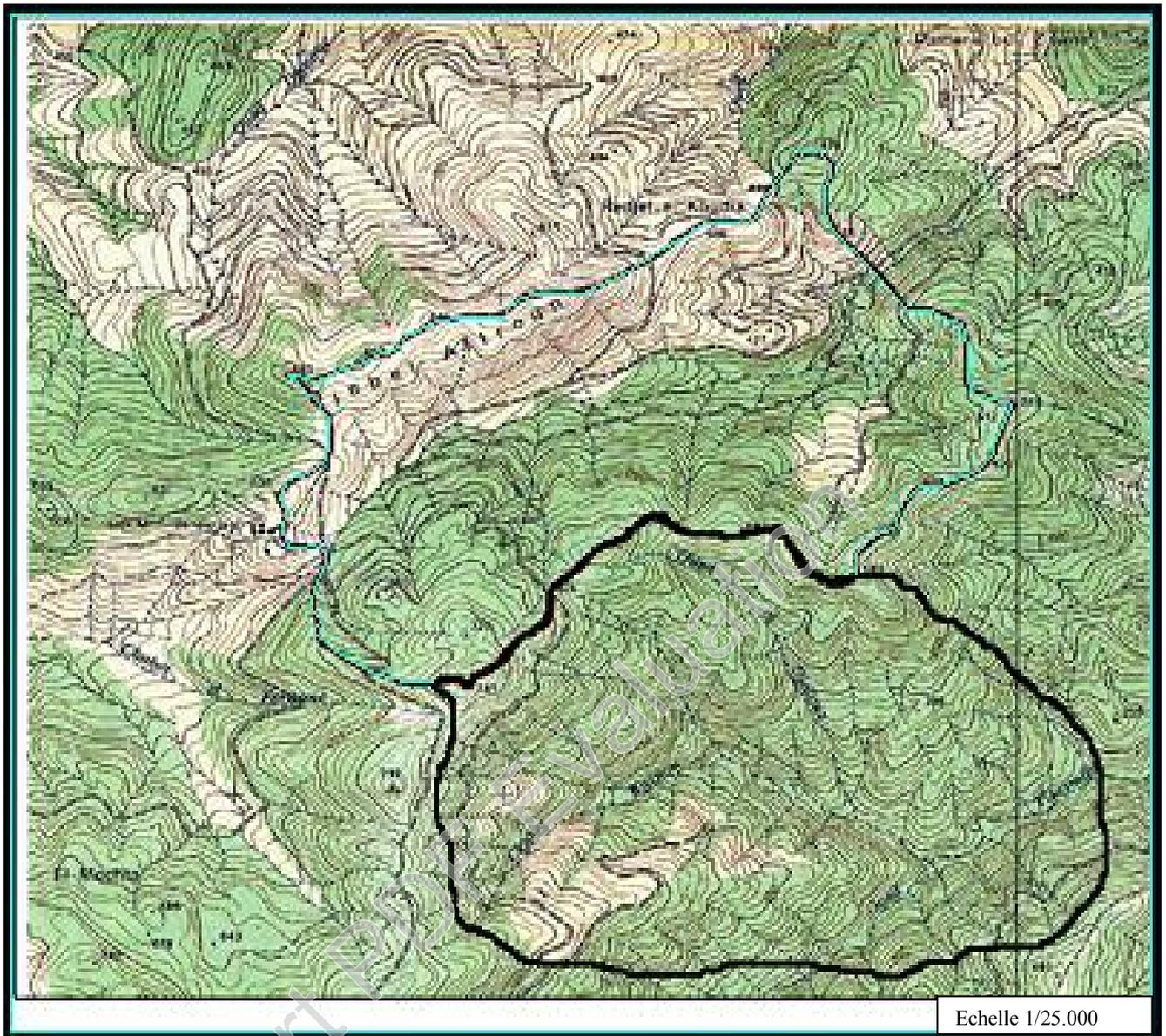


Figure N°VI.4 : Bassin versant de la retenue Draia sur oued Tissimlet Commune de Oued Djer – W. Blida

IV.2.1.3 Dimensionnement du rectangle équivalent

Le dimensionnement du rectangle équivalent (**Figure IV.2**) consiste à la détermination de sa largeur (l) et longueur (L) respective. La largeur et la longueur du rectangle équivalent sont données par les relations qui suivent ;

$$L = \frac{K_c}{1,12} \times \sqrt{S} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right) ; l = \frac{K_c}{1,12} \times \sqrt{S} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right)$$

Donc :

$$L = 2,97 \text{ Km et } l = 2,03 \text{ Km}$$

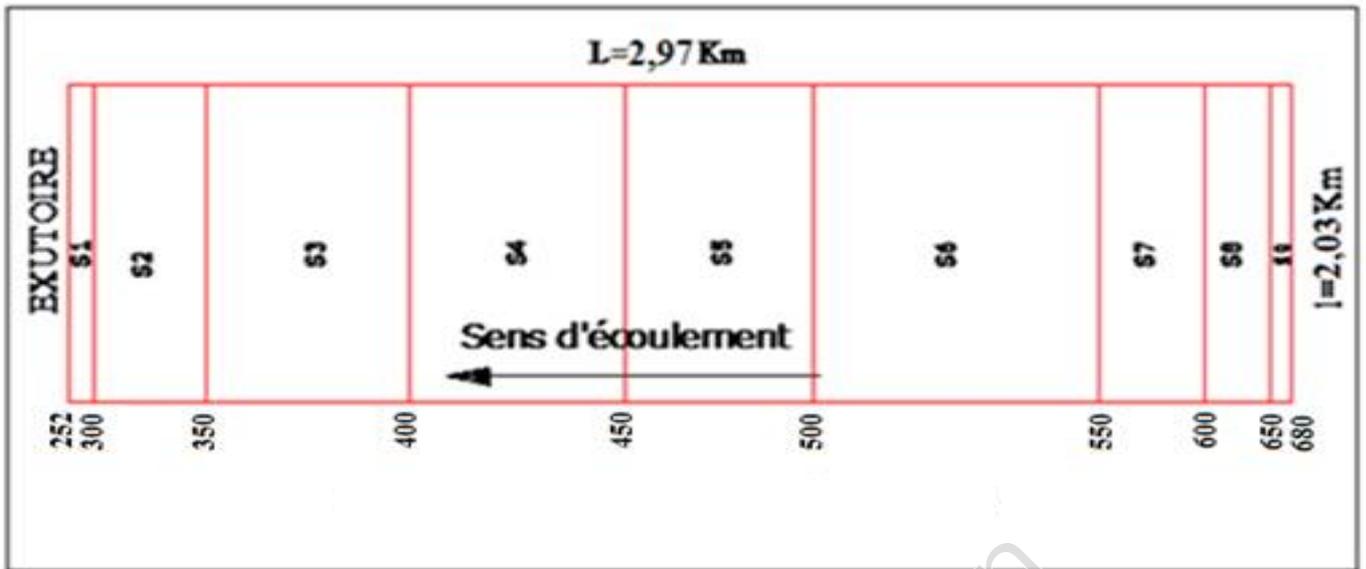


Figure IV.2 : rectangle équivalent

IV.2.2 Paramètres de relief

Les paramètres de relief se résument dans l'Indice de Pente de Roche (I_p) et l'Indice Global (I_G) qui requièrent la connaissance de la répartition hypsométrique (Figure VI.3) et de la Dénivelée Utile (D).

IV.2.2.1 Courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique (Figure VI.4), représente le tracé de la répartition cumulée des pourcentages de la superficie entre les courbes de niveau connues.

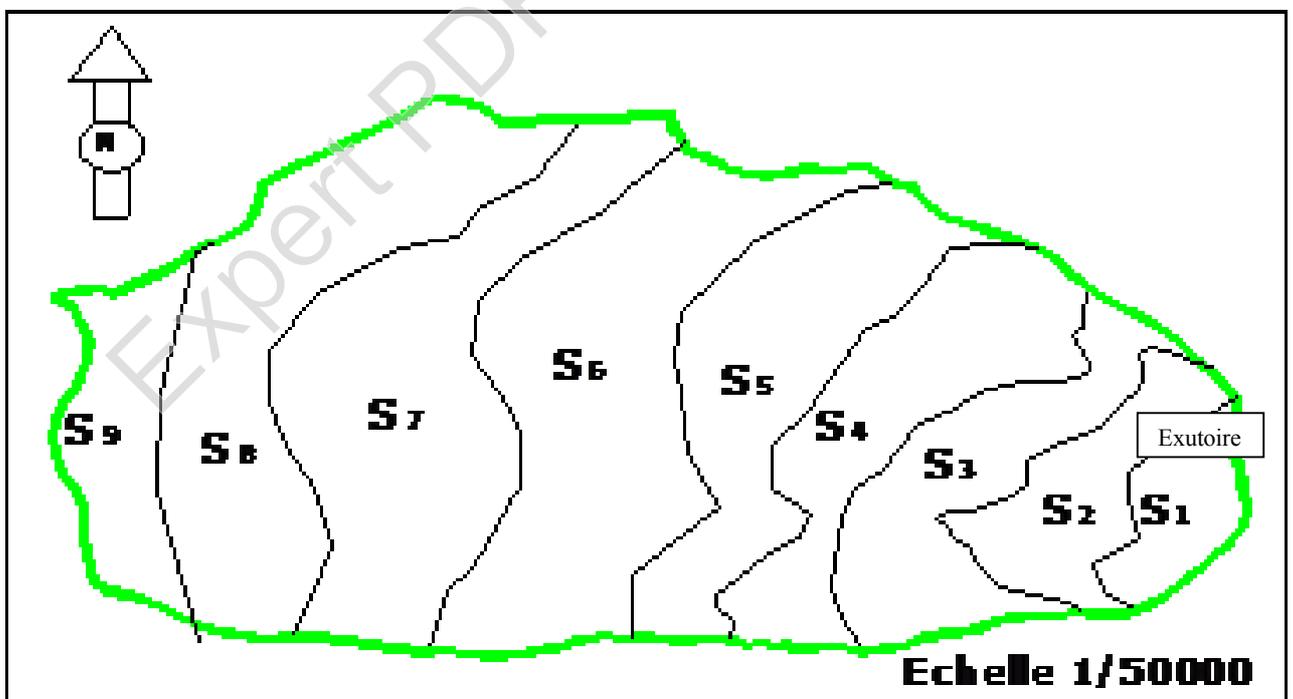


Figure VI.3 : Répartition du bassin versant en surfaces partielles

Tableau N°IV.2 : Calcul des surfaces cumulées

Altitude	Altitude moyenne	Surfaces partielles	Surfaces partielles	surfaces cumulées	Surfaces cumulées
(m NGA)	(m NGA)	(km2)	(%)	(km2)	(%)
680-650	665	0,108	1,79	0,108	1,79
650-600	625	0,322	5,33	0,430	3,57
600-550	575	0,526	8,71	0,956	8,90
550-500	525	1,412	23,37	2,368	17,61
500-450	475	0,920	15,23	3,288	40,98
450-400	425	1,070	17,71	4,358	56,21
400-350	375	1,006	16,65	5,364	73,92
350-300	325	0,544	9,00	5,908	90,57
300-252	276	0,132	2,18	6,040	100,00

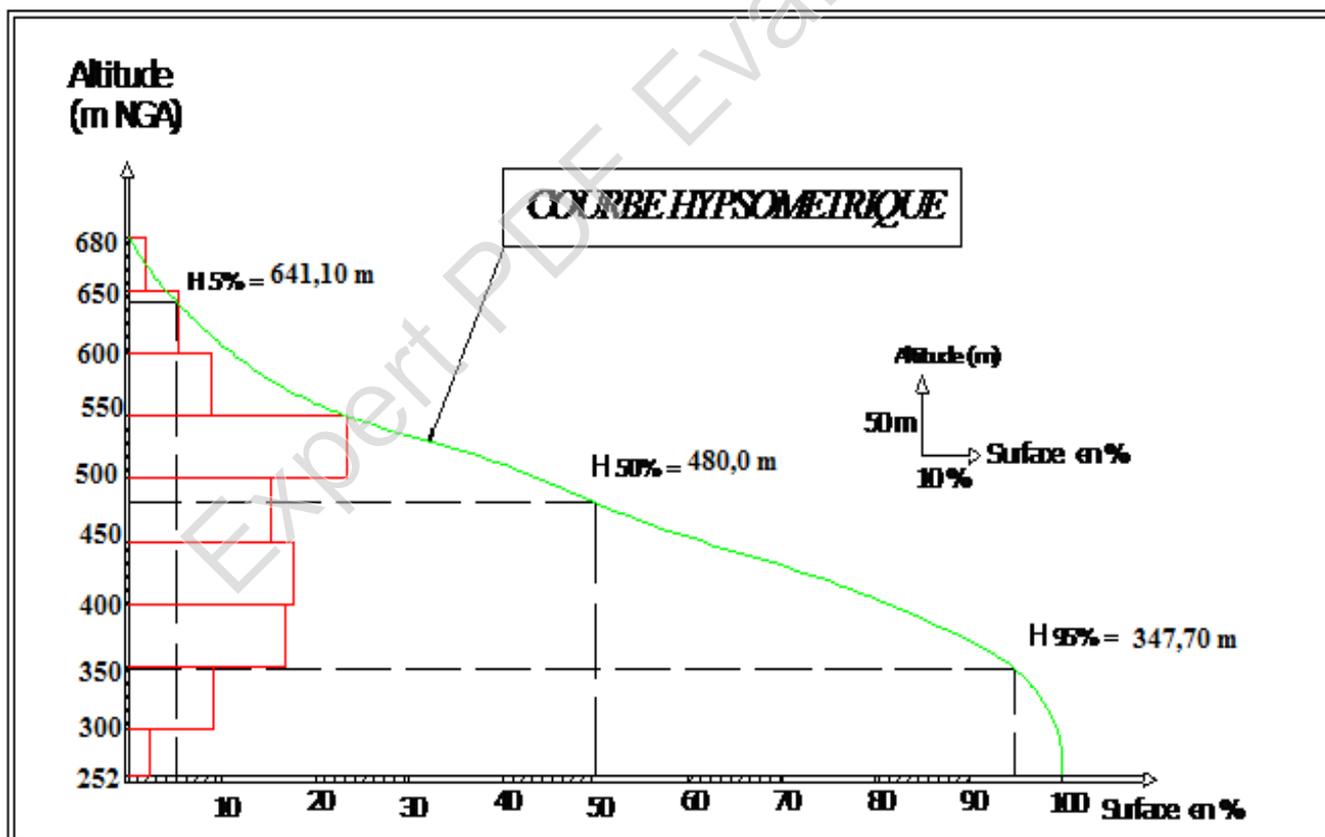


Figure IV.4 : Courbe hypsométrique

IV.2.2.2 Altitudes

IV.2.2.2.1 Altitude moyenne

L'altitude moyenne se déduit, directement, de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

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

.....(IV.2)

Avec :

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

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

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

S : superficie totale du bassin versant [km²].

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

Tableau N°IV.2 : Résultats de calcul.

Altitude (m NGA)	Hi (m NGA)	Si (km ²)	Si.Hi (km ² .m)
680-6500	665	0,108	71,82
650-600	625	0,322	207,50
600-550	575	0,526	302,45
550-500	525	1,412	741,30
500-450	475	0,920	437,00
450-400	425	1,070	454,75
400-350	375	1,006	377,25
350-300	325	0,544	176,80
300-252	276	0,132	36,43
Somme	/	6,040	2805,30

AN: $H_{\text{moy}}=464,45\text{m NGA}$

IV.2.2.2.2 Altitude médiane (de fréquence 50 %)

I. C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface 50%. C'est l'altitude médiane.

$$H_{50\%} = 480.00 \text{ m NGA}$$

IV.2.2.3 Dénivelée spécifique (D)

La dénivelée spécifique est la différence d'altitudes (H) comprise entre la surface cumulée de 5% ($H_{5\%} = 641,1 \text{ m NGA}$) et 95% ($H_{95\%} = 347,7 \text{ m NGA}$) :

$$D = H_{5\%} - H_{95\%}$$

$$D = 293,4 \text{ m}$$

IV.2.2.3 Indice de pente de roche « I_p »

Il est donné par la formule suivante : $I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \sqrt{S_i \times d_i} \dots\dots\dots(\text{IV.3})$

S_i : Fraction en % de la surface S comprise entre deux courbes de niveau ;

d_i : Distance entre deux courbes de niveau ;

$$I_p = 1,83$$

IV.2.2.4 Indice de pente global « I_g »

C'est le rapport de la dénivelée spécifique D sur la longueur du talweg principal, il est donné par la relation suivante : $I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots(\text{IV.4})$

$$I_g = 98,78 \text{ m/Km}$$

$I_g = 9,87\%$ Donc on a un indice de pente globale très fort.

IV.2.2.5 Indice de pente moyenne du bassin versant « I_m »

Il est donné par la formule suivante :

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

Avec : ΔH : Dénivelée (m).

l_i : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2, 3...n (m).

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

$$I_m = 347.83 \text{ m/km}$$

L'indice de pente moyenne est très fort, donc on assistera à un écoulement rapide.

IV.3 Caractéristiques hydrographiques

Les caractéristiques hydrographiques se résument, essentiellement, dans la densité de drainage, sa détermination repose sur une classification des talwegs par ordres et détermination des longueurs de chaque ordre.

En conséquence, toute mesure s'appuie sur l'établissement du plan chevelu hydrographique complet du bassin versant.

IV.3.1 Chevelue hydrographique

Le cours principal d'un oued est alimenté par les affluents les plus importants qui sont eux-mêmes alimentés par des affluents de second ordre, ainsi de suite jusqu'aux ruisselets et petits cours d'eau de tête du bassin formant ce que les cartographes appellent le chevelu, qu'est représenté dans la (figure IV.5).

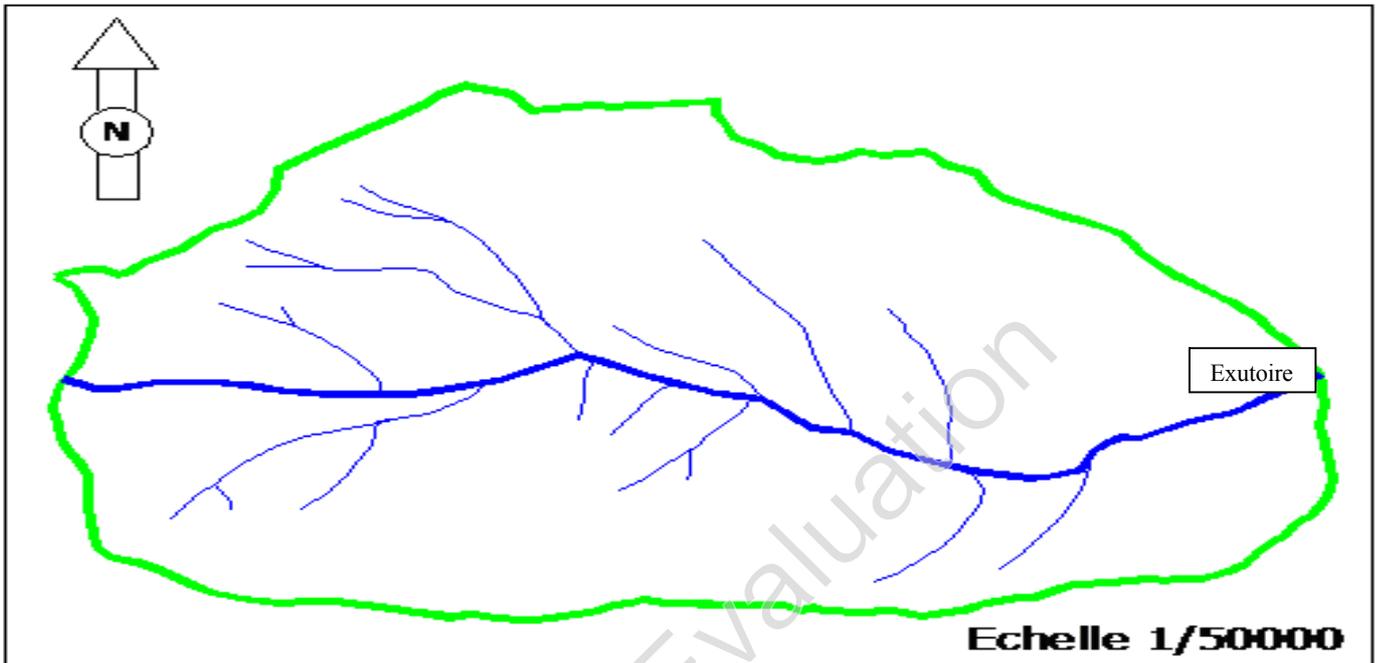


Figure IV.5 : Chevelue hydrographique du bassin versant

IV.3.1.1 Densité du talweg élémentaire

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots(IV.6)$$

N_1 : Nombre de talwegs d'ordre 1, $N_1 = 40$

S : Superficie du bassin versant.

$$F_1 = 13.25 \text{ talweg/km}^2$$

IV.3.1.2 Densité de drainage

La relation de la densité de drainage est donnée par la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots(IV.7) \quad D_d = 5,34 \text{ Km/Km}^2$$

$\sum L_i$: La longueur totale de tous les talwegs ; S : surface totale

IV.3.2 Coefficient de torrentialité

Il se calcul à partir de la formule suivante : $C_T = D_d \times F_1 \dots\dots\dots(IV.8)$

F_1 : Fréquence des talwegs d'ordre 01 ; $F = \frac{N_1}{S}$

N_1 : Nombre de talwegs d'ordre 01 donc ; $C_T = 70,76 \text{ Km}^{-3}$

IV.3.3 Temps de concentration

Pour l'estimation du temps de concentration, on calculera à l'aide des relations suivantes :

❖ **KIRPICH** → $T_c = 0,945 \times \frac{L^{1.115}}{(H_{\max} - H_{\min})^{0.385}} \dots\dots\dots(\text{IV.9})$

❖ **PASSINI** → $T_c = 0,108 \times \frac{\sqrt[3]{S \times L}}{\sqrt{I_p}} \dots\dots\dots(\text{IV.10})$

❖ **GIANDOTTI** → $T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{H}} \dots\dots\dots(\text{IV.11})$

L : Longueur du talweg principal (km)

S : Superficie du bassin versant (km²)

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

H_{max} : Altitude maximale du bassin versant (m NGA)

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

I_p : Indice de pente

Tableau IV.3 : Temps de concentration

Relation	KIRPICH	PASSINI	GIANDOTTI
T _c (heure)	1,03	1.13	1,06

On choisit la relation de PASSINI car elle prend en considération plusieurs paramètres.

T_c = 1.13 Heure

IV.3.4 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 :

$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots(\text{IV.12})$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

$$V_r = 3.18 \text{ Km/h}$$

Conclusion

Les principales caractéristiques morphologiques du bassin versant sont répertoriées dans le tableau suivant :

Tableau : N°IV.4 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	6,04
Périmètre		P	km	10,08
Longueur du thalweg principal		L_{TP}	km	5,74
Indice de compacité		K_C	/	1,14
Coefficient d'allongement		K_P	/	16,82
Rectangle équivalent	longueur	L	km	2,97
	largeur	l	Km	2,03
Altitudes	maximale	H_{max}	m. NGA	680
	moyenne	H_{moy}	m. NGA	464,45
	médiane	H_{med}	m. NGA	480,00
	minimale	H_{min}	m. NGA	252,00
Indice de pente de Roche		I_P	/	1,83
Indice de pente globale		I_g	m/Km	98,78
Indice de pente moyenne		I_m	m/Km	347,83
Densité de drainage		D_d	Km/Km ²	5,34
Coefficient de torrentialité		C_t	Km ⁻³	70,76

Temps de concentration	T_c	h	1,13
Vitesse de ruissellement	V_r	Km/h	3,18

ETUDE CLIMATOLOGIQUE

IV.4 Présentation des stations climatiques

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 et le vent qui a une influence sur l'évaporation et la transpiration.

Pour notre zone d'étude, la station la plus représentative est celle qui dispose, du plus grand nombre d'enregistrements, c'est la station de BOUMEDFAA MF (Code 02.10.17)

Tableau N° IV.5: Caractéristique de station de BOUMEDFAA MF.

Nom de la station	Code	Coordonnées		Altitude (m.NGA)	Nombre des observations	
		X (Km)	Y (Km)		Ans	période
BOUMEDFAA MF	02.10.17	480.05	341.25	270	40	1970-2010

IV.4.1 Analyse des températures

Les températures moyennes mensuelles sont portées dans la station de Mouzaia qu'on considère la plus proche du bassin de l'Oued Tissimlet Pour les données météorologiques sur une période de 18 années.

Tableau N°IV.6 : Températures moyennes de la station de Mouzaia.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Moy
T°C St Mouzaia	25,9	22,2	17,8	14,6	13,5	13,8	15,8	17,3	20,99	25,7	28,7	29,4	20,5

L'ensemble des données de températures montre que l'hiver est très froid et l'été très chaud.

Les températures moyennes diminuent pendant les trois mois d'hiver à (13,57°C) et elles progressent pendant les trois mois d'été jusqu'à (29,48°C), l'écart entre ces deux extrêmes donne une amplitude thermique de (15,91 °C). Quant à la température moyenne elle est de 20,53 °C.

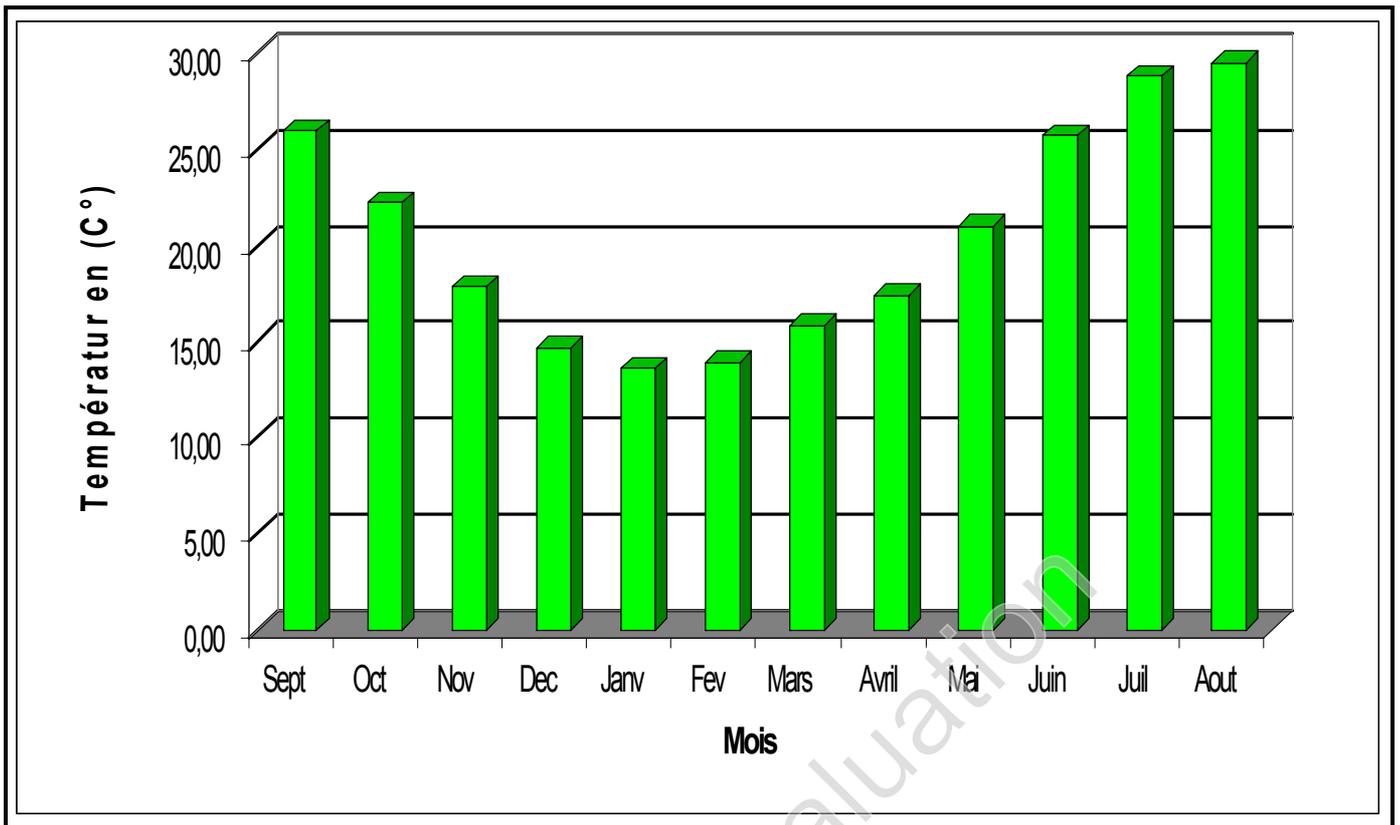


Figure N°IV.6: Répartition des températures mensuelle (Station de Mouzaia).

IV.4.2 Evaporation

Les données disponibles pour l'évaporation sont celles mesurées aux stations de Mouzaia.

Tableau N°IV.7 : Répartition mensuelle moyenne de l'évaporation.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Moy
Evapor (mm)	117,1	97,9	73,1	61,8	58,9	54,1	70,4	86,5	100,6	134,1	154,8	153,6	96,9

L'évaporation moyenne annuelle retenue est donc de **96,95** mm, comme on le remarque, elle est minimale durant les mois d'hiver (Janvier et Février), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (Juillet et Août).

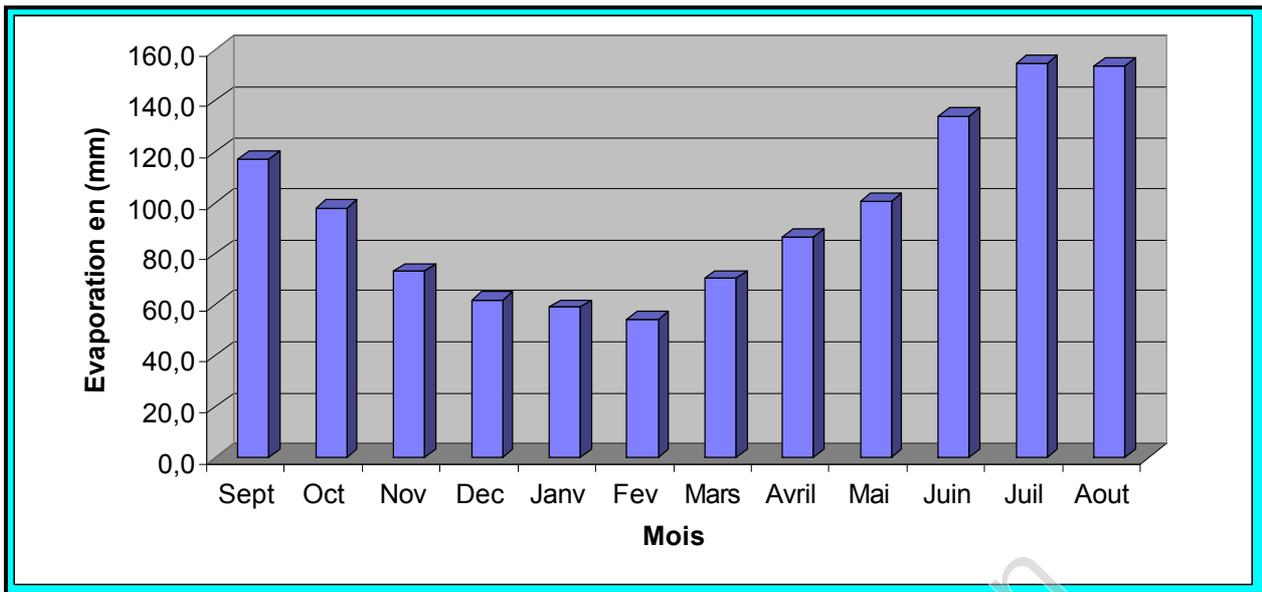


Figure N°IV.7: Répartition mensuelle moyenne de l'évaporation.

IV.4.3 Le vent

Tableau N°IV.8 : Répartition mensuelle moyenne de la vitesse de vent.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Vitesse de vent (km/h)	3,48	3,04	3,48	3,51	3,54	3,55	3,91	3,43	3,14	3,58	3,33	3,58

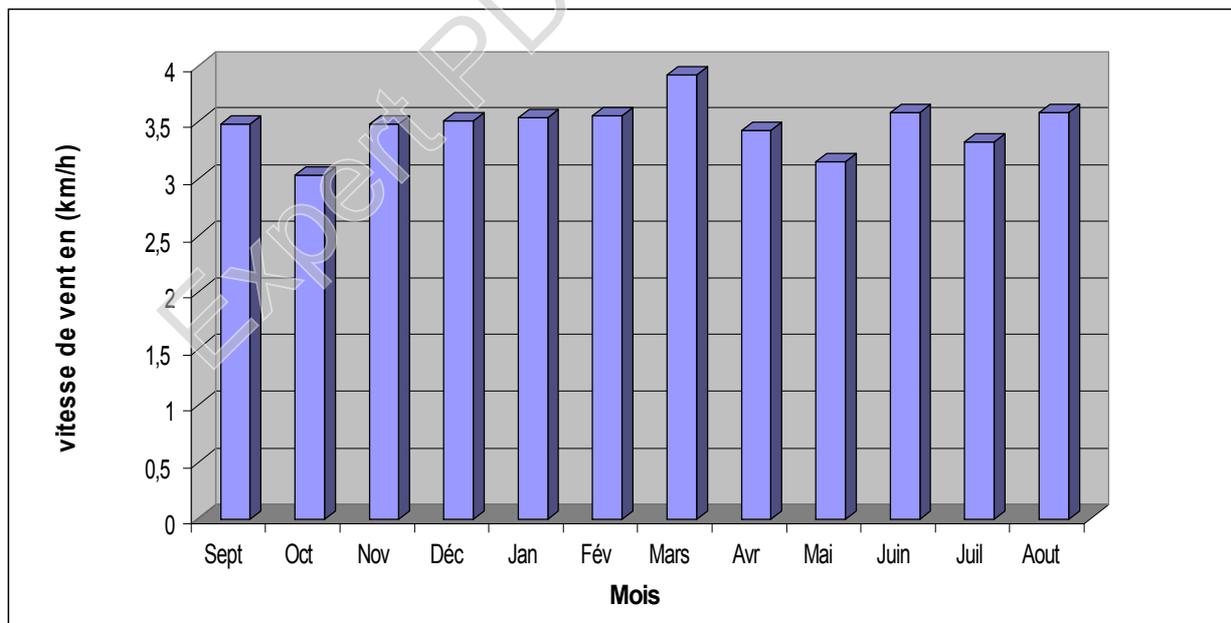


Figure N°IV.8: Répartition mensuelle moyenne de la vitesse de vent.

Les vitesses moyennes mensuelles sont de 3,5 m/s environ, sans grandes variations d'un mois à un autre (les minimales à 3,04 m/s et les maximales à 3,91 m/s).

IV.4.4 Précipitations

IV.4.4.1 Précipitations moyennes mensuelles

Les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année (voir l'annexe B.1).

Tableau N°IV.9 : Répartition mensuelle de la précipitation (station de BOUMEDFAA MF)

Mois	sept	Oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Somme
P (mm)	22,91	46,18	56,90	79,07	69,73	58,85	68,85	47,73	30,46	7,53	1,72	3,80	493,74
P %	4,64	9,35	11,52	16,01	14,12	11,92	13,95	9,67	6,17	1,52	0,35	0,77	100,00

L'examen des données précédentes permettent de tirer les conclusions suivantes :

- ✓ La hauteur des pluies annuelles est de 493.74 mm/an
- ✓ La hauteur des pluies mensuelles varie entre 1.72 mm au mois de juillet : le mois le plus sec de l'année et 79.07 mm au mois de décembre, le mois le plus pluvieux de l'année.
- ✓ La répartition saisonnière des pluies montre que la plus grande partie des précipitations tombe pendant l'hiver avec 42.05% du total annuel des pluies, suivi du printemps et de l'automne, respectivement avec 29.79% et 25.51%.
- ✓ Par contre, l'été est la saison la plus sèche de l'année (type méditerranéen), correspondant à 2.64 % de la pluviosité de l'année.

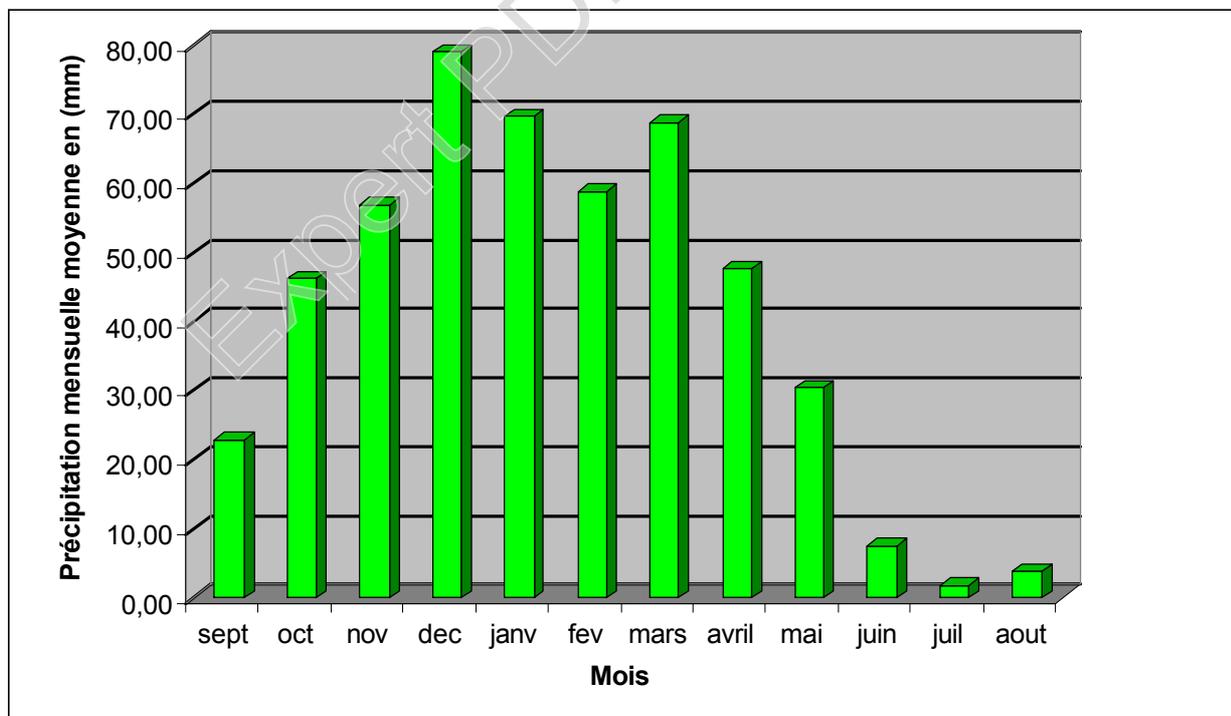


Figure N°IV.9 : Répartition mensuelle des précipitations (station de BOUMEDFAA MF).

I.4.1.2 Précipitations journalières maximales

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

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- ✓ Classer la série des précipitations par ordre croissant ; (la série voir l'annexe B.2)
- ✓ 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°IV.10

Tableau N°IV.10 : Caractéristiques de la série avec N=40 ans.

caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=40} Xi$	2037.2mm
La moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=40} Xi}{n}$	50.93 mm
L'écart type « σ_x » ; Pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{40} (Xi - \bar{X})^2}{40}}$	21.19 mm
Coefficient de variation « Cv » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,42
L'exposant climatique :	$b=0.44$	

Remarque :

L'exposant climatique pour notre région (b=0,44) est donné par l'ARNH.

IV.5 Choix de la loi d'ajustement

Le choix d'une loi d'ajustement de la série pluviométriques dépend de leur efficacité celle-ci est déterminée en fonction de la taille et de certaines caractéristiques de l'échantillon.

Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement des précipitations max journalière choisies sont :

- la loi de GALTON (log-normal).
- la loi de GUMBEL (Normale).

IV.5.1 ajustement de la série pluviométrique a la loi de GUMBEL

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

$$F(X) = e^{-e^Y} \dots\dots\dots(IV.13)$$

Avec: $Y = \frac{x-x_0}{\alpha} \dots\dots\dots(IV.14)$

1/α : la pente de la droite de GUMEL

Y : variable réduite de GUMBEL, On peut écrire :

$$Y = - \ln [- \ln (F (x))]. \dots\dots\dots(IV.15)$$

x : précipitation maximale journalière (mm).

x0 : paramètre de position (mode).

Les résultats de l'ajustement sont calculés à l'aide de logiciel HYFRAN et sont donnés par le (Tableau IV.11) et la (Figure IV.10)

Tableau N°IV.11: Résultats d'ajustement à la loi de GUMBEL.

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance
1000.0	0.9990	143	13.7	116 - 170
500.0	0.9980	133	12.4	108 - 157
200.0	0.9950	119	10.8	98.2 - 140
100.0	0.9900	109	9.52	90.5 - 128
50.0	0.9800	98.9	8.28	82.7 - 115
20.0	0.9500	85.2	6.64	72.2 - 98.2
10.0	0.9000	74.6	5.42	64.0 - 85.2

5.0	0.8000	63.6	4.20	55.4 - 71.8
-----	--------	------	------	-------------

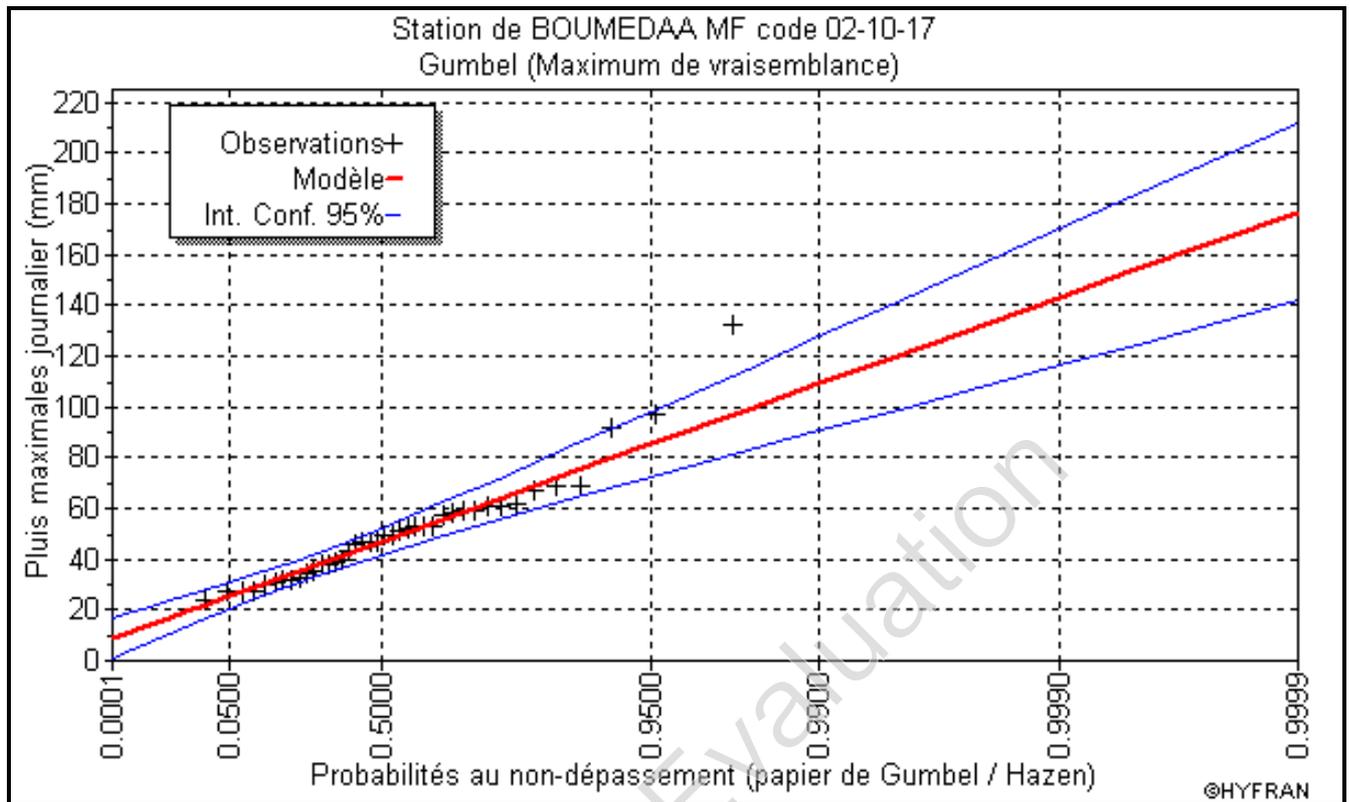


Figure N°IV.10: La droite de l'ajustement avec loi de GUMBEL.

IV.5.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (loi de log-normale)

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

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(IV.16)$$

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

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

$$\text{Log } x(p\%) = \overline{\text{Log } X} + \sigma \cdot \text{Log } u(p\%) \dots\dots\dots(IV.17)$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_i^{38} \text{Log } X_i}{N} \dots\dots\dots(IV.18)$$

Les calculs sont faits à l'aide de logiciel HYFRAN et les résultats de l'ajustement à la loi log normale (GALTON) sont donnés par le **Tableau IV.12** et la **Figure IV.11**.

Tableau N° IV.12 : Résultats d'ajustement à la loi de GALTON.

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance
1000.0	0.9990	149	21.4	107 - 191
500.0	0.9980	138	18.7	101 - 174
200.0	0.9950	123	15.3	93.2 - 153
100.0	0.9900	112	12.9	86.9 - 137
50.0	0.9800	101	10.6	80.4 - 122
20.0	0.9500	86.9	7.94	71.4 - 102
10.0	0.9000	75.9	6.09	64.0 - 87.8
5.0	0.8000	64.4	4.44	55.7 - 73.1

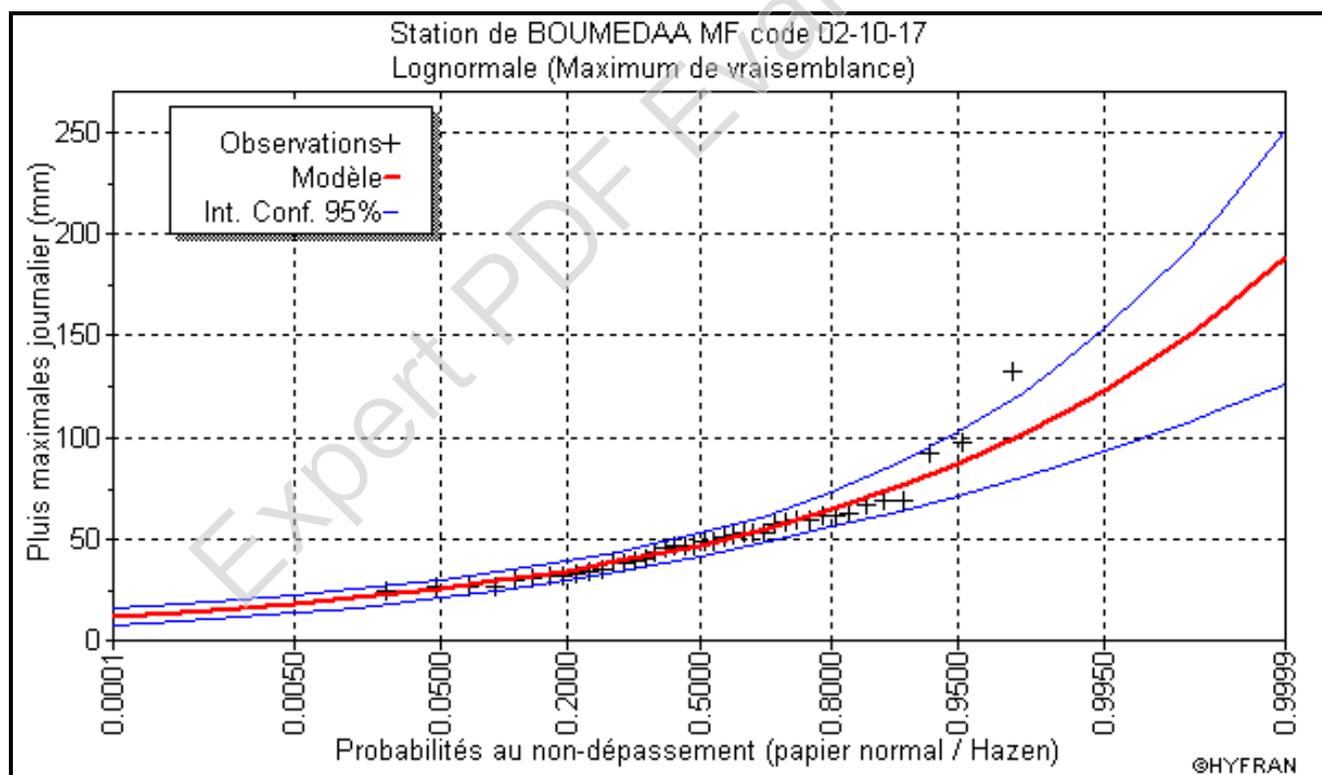


Figure N° IV.11 : La droite de l'ajustement avec loi LOG NORMAL.

IV.5.3 Conclusion

D’après les deux représentations graphiques ; il est à constater que la loi qui ajuste mieux la série c’est celle de la loi GALTON; car elle donne la valeur la plus grande soit P(1%).

IV.6 Etudes des apports

IV.6.1 Détermination des apports liquides

La valeur de la pluie moyenne annuelle P = 493.74mm

IV.6.1.1 Apport moyen annuel(A₀)

IV.6.1.2 Formule de Derri

L’apport est donné par la relation suivante :

$$A_0 = K \times M_0 \times S \dots\dots\dots(IV.19)$$

$$M_0 = 11,8 \times P^{2.82} \dots\dots\dots(IV.20)$$

$$\text{et } K = 31,54 \times 10^3 \dots\dots\dots(IV.21)$$

P: représente la précipitation moyenne annuelle en m.

S: représente la superficie du bassin versant en km².

$$A_0 = 307217,45 \text{ m}^3$$

IV.6.1.3 Formule de Coutagne :

L’apport est donné par la relation suivante :

$$L_e = (0,164 - 0,00145 \times \sqrt{S}) P \dots\dots\dots(IV.22)$$

$$A_0 = L_e \times S \dots\dots\dots(IV.23)$$

P: précipitation moyenne annuelle en (mm).

$$A_0 = 478451,82 \text{ m}^3$$

IV.6.1.4 Formule Rationnelle

L’apport est donné par la relation suivante : $A_0 = P \times C_e \times S \dots\dots\dots(IV.24)$

S: la superficie du bassin versant en m².

P : précipitation moyenne annuelle en m

Ce: coefficient d’écoulement est tiré de l’abaque.

$$A_0 = 357289,45 \text{ m}^3$$

IV.6.1.5 Formule de Samie

La lame d’eau écoulée (Le) est donnée par la relation suivante :

$$L_e = (293 - 2,2 \times \sqrt{S}) P^2 \dots\dots\dots(IV.25)$$

$$A_0 = Le \times S$$

L'apport est donné par la relation suivante : $A_0 = Le \times S$

$$A_0 = 483459,77 \text{ m}^3$$

IV.6.1.6 Formule de Chaumont :

La lame d'eau écoulée (Le) est donnée par la relation suivante :

$$Le = (1 - 10^{-K P^2}) P \dots\dots\dots(IV.26) \quad A_0 = Le \times S$$

K: coefficient égal à : $K = \alpha \times 0,01 \times \text{Log } S \dots\dots\dots(IV.27)$

α : Variable fonction des conditions d'écoulements. Dans notre cas ($\alpha=0,188$)

$$A_0 = 338726,83 \text{ m}^3$$

IV.6.1.7 Formule de Errih Mohammed(ANRH)

La lame d'eau écoulée (Le) est donnée par la relation suivante :

$$Le = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots(IV.28) \text{ et } A_{\text{moy}} = 0.915 \cdot P^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots(IV.29)$$

$$A_0 = 349725,76 \text{ m}^3 ; L_e = 122,19\text{mm}$$

IV.6.1.8 Valeur de l'Apport Moyen

Nous résumons le calcul des apports dans le tableau suivant :

Tableau IV.13 : Apports liquides (m³)

	Derri	Rationnelle	Samie	Coutagne	Chaumont	Errih
Apports En (m³)	307217,45	357289,45	483459,77	478451,82	338726.83	349725.76

Les résultats trouvés différent les uns des autres, nous avons pris en considération la méthode qui donne la plus grande valeur de l'apport de toutes les formules, celle de Samie : $A_0 = 483459,77 \text{ m}^3/\text{an}$

IV.6.2 Apport fréquentiel

Il nous permet une irrigation de quatre (04) ans sur cinq (05). Il est déterminé par le biais de la formule de Galton donnée par :

$$A_{pp80\%} = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{-u \sqrt{\text{Ln}(C_v^2 + 1)}} \dots\dots\dots(IV.30)$$

U : variable de Gauss (pour une fréquence de 80%, ($u = 4,15$)).

C_v : coefficient de variation, dépendant du module M₀ (apport en l/s.Km²).

$$C_v = \frac{0.93}{M_0^{0.23}} \text{ avec : } M_0 = 3,67 \text{ l/s. Km}^2$$

$$C_v = 0.519 \rightarrow A_{pp80\%} = 236645,89 \text{ m}^3/\text{an}$$

IV.6.3 Etude des apports solides

Sachant que les transports solides en suspension et charriés des cours d'eau sont susceptibles de diminuer le volume utile des retenues, il est donc nécessaire de les étudier. L'apport solide moyen annuel (A_s) est déterminé par les relations empiriques, que nous présentons ci-dessous :

IV.6.3.1 Formule de TIXERONT (le P.N.U.D. /O.P.E. mai 1987)

Elle est donnée par : $A_s = \alpha \cdot L_0^{0.15}$ (IV.31)

Avec : L_0 ; lame d'eau écoulée = 122,19 mm

α ; Paramètre caractérisant la perméabilité du Bassin Versant. Le bassin versant de Oued Tissimlet est moyennement perméable ; $\alpha = 350$ (moyenne à faible)

$$A_s = 713,66 \text{ t/Km}^2/\text{an}$$

IV.6.3.2 Formule de Fournier

Nous avons utilisé la relation des petits bassins versant qui tient compte des indices pluviométriques et orographiques ont été retenues, elle est donnée par :

$$A_s = \frac{1}{36} \times \left(\frac{P_X^2}{P_{MOY}} \right)^{2.65} \times \left(\frac{H^2}{S} \right)^{0.46}$$
(IV.32)

P_X : Pluie mensuelle moyenne du mois le plus pluvieux (en mm).

P_{MOY} : Pluie moyenne annuelle (en mm).

H_{MOY} : dénivelée moyenne.

S : Superficie du Bassin Versant en (km^2).

$$A_s = 1763,88 \text{ t/Km}^2/\text{an}$$

IV.6.3.3 Formule de Gravilovic

Cette relation fait intervenir un autre indice climatique (Coefficient de Température) et des caractéristiques de bassin versant elle est donnée par :

$$A_s = A_{sq} \times C_{RM}$$
.....(IV.33)

A_{sq} : Taux de production annuel de matériaux (charriés et en suspension) $\text{m}^3/\text{Km}^2/\text{an}$, il se calculera à partir de la relation suivante :

$$A_{sq} = T \times P_{MOY} \times \pi \times Z^{1.5}$$
(IV.34)

Z : Coefficient d'érosion relatif, pour un terrain faiblement érodé en profondeur et en nappe ($Z = 0,25$).

T : Coefficient de température donnée par : $T = 0.1 + \sqrt{\frac{t}{10}}$, où t est la température moyenne annuelle ($t = 20,53^\circ\text{C}$).

C_{RM} : Coefficient de rétention tenant compte des discontinuités spatio-temporelles dans le flux de matériaux arrachés au versant : $C_{RM} = \frac{\sqrt{P}}{0.2 \times (L + 10)} \times H_{MOY}$

P : Périmètre du bassin versant (en Km).

L : Longueur du Talweg Principal (en Km).

$A_s = 152.93 \text{ t/Km}^2/\text{an}$

IV.6.3.4 Valeur de l'apport solide

Résumons les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Tableau IV.14 Apports Solides

Méthode	Tixeront	Fournier 01	Gavrilovic	Moyenne (t/Km ² /an)
A_s (t/Km ² /an)	713,66	1763,88	152.93	876,82

L'apport solide est donc à l'ordre de :

$A_s = 713,66 \text{ t/Km}^2/\text{an}$; par ce que elle est la plus proche de valeur moyenne

IV.7 Volume mort

C'est le nombre total de l'arrivée des apports solides, il dépend du nombre d'année d'exploitation de retenue, estimé à 20 ans. Il est donné par la relation :

$V_m = \frac{A_s \cdot N \cdot S}{\gamma_s}$ (IV.35) ; (Méthode liée à l'érosion spécifique)

A_s : l'apport solide en ($A_s=713,66 \text{ t/Km}^2/\text{an}$).

N : nombre d'années d'exploitation(20ans).

Le poids spécifique des granulats ($\gamma_s = 1,6 \text{ t/m}^3$)

S : Surface du bassin versant ($6,04 \text{ Km}^2$)

.Ainsi, le volume mort de la retenue de Draia est de :

$V_m = 20942,42 \text{ m}^3$; pour 20 ans d'exploitation.

IV.8 Débit de crues maximal

IV.8.1 Méthode rationnelle de Turazza

Pour la détermination du débit de crues on utilise la méthode de Turazza, Celle-ci est bien adaptée aux petits bassins. Cette relation est donnée par :

$Q_{\max(F)} = \frac{C \times P t_c \times S}{3,6 \times t_c}$ (IV.36)

C : coefficient de ruissellement.

P_{tc} : pluie au temps de concentration t_c, elle est déterminée par la relation :

$$P_{TC} = P_{Jf} \left(\frac{t_c}{24} \right)^b \dots\dots\dots(IV.37)$$

T_c : temps de concentration

b : exposant climatique dépendant de la station pluviométrique : b = 0,44.

P_{jf} : pluie journalière de fréquence f, elle est déterminée par :

$$P_{j_f} = \frac{P_j}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{u \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}} \dots\dots\dots(IV.38)$$

P_j (1%) : pluie journalière maximum.

C_v : coefficient de variation. (0,519).

u : variable de GAUSS (u_{1%} = 4,15).

Le débit de crues est égal à :

$$Q_{\max(1\%)} = 41.69 \text{ m}^3/\text{s}$$

IV.8.2 Méthode de Giandotti

Le débit maximal de crue est déterminé par la relation de Giandotti, mettant en évidence la pluie maximum sur le temps de concentration. Elle est donnée par :

$$Q_{\max} = \frac{1,66 \times Pt(\%) \times \sqrt{H_{\max} - H_{\min}}}{4 \sqrt{S} + 1,5 \times L}$$

Avec :

H_{max} : Altitude Maximale du Bassin Versant.

H_{min} : Altitude Minimale du Bassin Versant.

Le débit de crues est égal à :

$$Q_{\max(1\%)} = 44.94 \text{ m}^3/\text{s}$$

IV.8.3 Méthode de Samie

Le débit est donné par la relation suivante :

$$Q_{\max}(F) = \frac{Cr \times P_{j \max 1\%} \times S \times Ka}{86.4} \dots\dots\dots(IV.39)$$

Cr : coefficient de ruissellement

Ka : Coefficient d’amortissement de la crue, Ka = 0.8

$$Q_{\max (1\%)} = 2.69 \text{ m}^3/\text{s}.$$

IV.8.4 Méthode de Mallet Gautier

Le débit de crues est donné par la relation suivante :

$$Q_{max} = 2 \times K \times \text{Log}(1 + A \times P_{MOY}) \times \frac{S}{\sqrt{L}} \times \sqrt{1 + 4 \times \text{Log} T - \text{Log} S} \dots\dots\dots(\text{IV.40})$$

P_{moy} : Précipitations moyennes annuelle,

K, A : Coefficients qui dépendent de la topographie du bassin ($K = 2,5. A = 25$).

T : Période de retour, dans notre cas 100 ans.

$$Q_{max (1\%)} = 19,91 \text{ m}^3/\text{s}.$$

IV.8.5 Hydrogramme de crue

Détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovski qui considère que l’hydrogramme présente deux branches de courbe, l’une pour la montée et l’autre pour la décrue. Chacune d’elle a sa propre équation.

Pour la montée : $Q_m = Q_{max,p\%} \left(\frac{t}{t_m}\right)^n \dots\dots\dots(\text{IV.41})$

Pour la décrue : $Q_d = Q_{max,p\%} \left(\frac{t_d-t}{t_d}\right)^m \dots\dots\dots(\text{IV.42})$

Avec : Q_m : débit instantané de la montée (m3/s).

Q_d : débit instantané de la décrue (m3/s).

x, y : puissance des courbes : $n= 2$ et $m= 3$.

t_m : temps de la montée de la crue (h) qui égale au temps de concentration 1,13h.

t_d : temps de la décrue (h) d’où $t_d = \delta t_m$.

δ (varie de 2-4):coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant,

Pour notre cas on prend $\delta=2.33$; alors $t_m = 1,13\text{h}$ et $1,50 \text{ h}$.

IV.8.6 Choix de la crue de projet :

La crue de projet ; c’est la crue maximale que l’ouvrage doit avoir l’aptitude d’évacuer pour une fréquence considéré sans dommage ; elle est choisi en fonction de la taille, l’importance de l’ouvrage à réaliser et en fonction de l’aspect économique de la construction et surtout les risques des crues à l’aval.

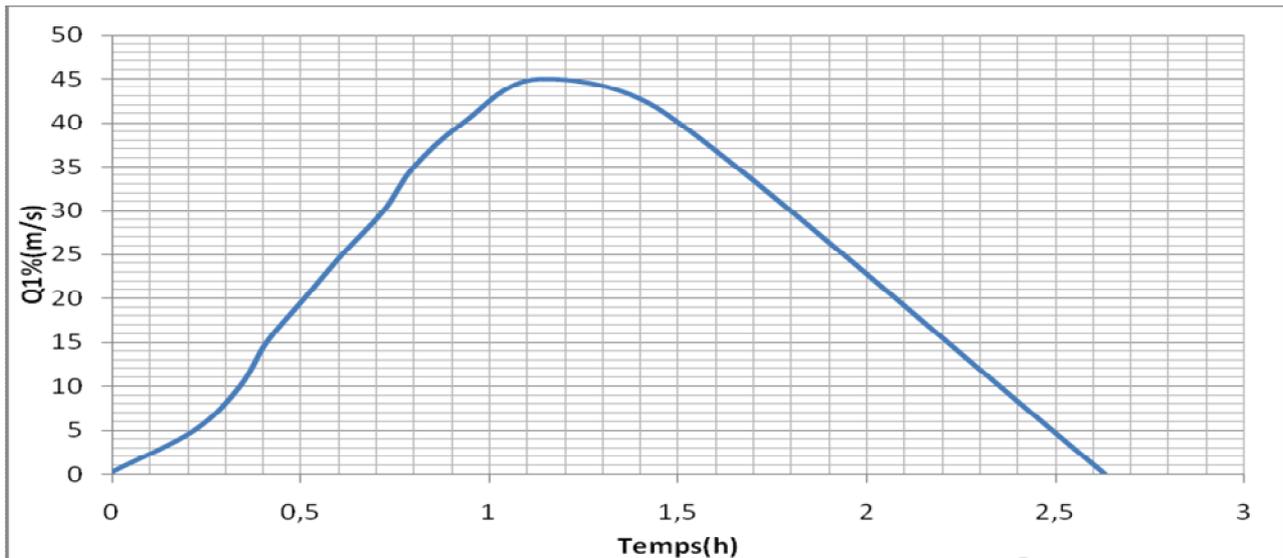


Figure IV.12: Hydrogramme de crue de projet à une période de retour 100 ans.

Nous considérons que la valeur maximale de l'hydrogramme de crue correspondante la plus proche de la valeur moyen et on prend comme un débit de projet : $Q_{\max} = 45,00 \text{ m}^3/\text{s}$

IV.8.7 Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface »

L'établissement du plan d'eau en courbe de niveau donne, d'une part les variations du volume de la retenue en fonction de la cote de la retenue normale et d'autre part la variation de la surface submergée de la retenue en fonction de la cote du plan d'eau, ce qui permettra de calculer les pertes par évaporation.

La cote minimale relevée est de 252.00m et maximale de 680.00m, soit hauteur près de 18 mètres.

L'approximation des volumes a été faite selon l'expression : $\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H$; $\Delta V_1 = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H$

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

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

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

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

Les résultats de calcul sont représentés dans l'annexe B.5 et B.6

IV.9 Régularisation :

La régularisation de l'écoulement peut être définie comme le processus au moyen duquel on transforme le régime de l'écoulement naturel en l'adaptant aux nécessités du consommateur ; de manière qu'on puisse analyser le bilan apport-besoin.

La régularisation de l'écoulement est l'accumulation de l'eau dans les périodes d'excès pour l'utiliser dans les périodes de déficit.

IV.9.1 Répartition mensuel de l'apport 80% :

La répartition des apports mensuels de l'oued Tissimlet est représentée, dans tableau suivant :

Tableau IV.15: Répartition mensuelle de l'apport 80%

MOIS	SEP	OCT	NOV	DÉC	JAN	FÉV	MAR	AVR	MAI	JU	JUI	AOÛ
Pluies mensuel (%)	4,64	9,35	11,5	16,0	14,1	11,9	13,9	9,67	6,17	1,5	0,35	0,77
A_{80%} (Mm³)	0,011	0,022	0,027	0,037	0,03	0,02	0,032	0,022	0,014	0,0	0,00	0,001

IV.9.1.1 Estimation des besoins en irrigation

Les besoins en irrigation dépendent du climat, de la pédologie, des cultures, des assolements et du système d'irrigation. Nous considérons les besoins de l'ordre de 6000 m³/ha/an, la surface totale à irriguer est dans les environs de 33,25 ha.

Nous résumons dans le tableau suivant la demande en eau pour l'irrigation :

Tableau N°IV.16: Répartition mensuelle des besoins.

MOIS	SEP	OCT	NOV	DÉ	JAN	FÉ	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AO
Besoin en eau(Mm3)	0,00 672	0,0032 64	0,0001 92	0	0	0	0,007 68	0,018 432	0,030 72	0,034 56	0,0472 32	0,04 32
Besoin en eau(%)	3,5	1,7	0,1	0	0	0	4	9,6	16	18	24,6	22,5

IV.9.2 Régularisation sans tenir perte

La régularisation peut être saisonnière ou interannuelle, suivant le bilan apport–demande de l'année.

Régularisation saisonnière sans tenir en compte les pertes ;

D'après la régularisation nous avons:

La période de la bonne hydraulité commence par le mois de septembre.

Vs : Volume excédentaire Vs =0,210247 M m³.

Vd : Volume déficitaire Vd= 0,189573 Mm³⇒Fonctionnement à un temps.

On a : $V_s > V_d \Rightarrow$ Le volume utile : $V_u = V_d = 0,189573 \text{ Mm}^3$

Le volume au niveau normal de la retenue :

$$V_{NNR} = V_{mort} + V_{utile} = 0,210515 \text{ Mm}^3$$

Remarque :

Les résultats de Régularisation, sans tenir compte des pertes sont, donnés dans l’annexe **B.3**.

IV.9.3 Régularisation saisonnière avec pertes

IV.9.3.1 Estimation des pertes par infiltration

Le volume infiltré est déterminé à partir des essais géotechniques. Sachant que celle-ci indique que le sol de la cuvette est faiblement perméable, le coefficient de perméabilité moyen « k » dans notre cas est égal à :

$$K = 1,25 \times 10^{-8} \text{ m/s}$$

Tableau IV.17 Variation Mensuelle de l’ Infiltration

Mois	Mm ³
Septembre	0,00017516
Octobre	0,00024889
Novembre	0,00040784
Décembre	0,00065087
Janvier	0,0009175
Février	0,00110666
Mars	0,00117095
Avril	0,00117095
Mai	0,0011105
Juin	0,00093395
Juillet	0,00064373
Août	0,00031436
Total	0,00885136

IV.9.3.2 Estimation des pertes par évaporation

On a: $V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots (IV.43)$

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

E_s : évaporation mensuelle (m).

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

$$V_{moy} : \text{volume moyen} \left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right] \dots\dots\dots(IV.44)$$

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

Tableau IV.18 : Variation Mensuelle de l'évaporation

Mois	Mm ³
Septembre	0,001088565
Octobre	0,001116947
Novembre	0,001074978
Décembre	0,001213022
Janvier	0,001451255
Février	0,001553176
Mars	0,0021135
Avril	0,002597438
Mai	0,00289872
Juin	0,003351765
Juillet	0,003003805
Août	0,001966833
Total	0,02343

D'après la régularisation nous avons:

Vs' : Volume excédentaire est ; $Vs' = 0,217939 \text{ Mm}^3$

Vd' : Volume déficitaire est ; $Vd' = 0,199527 \text{ Mm}^3 \Rightarrow$ Fonctionnement à un temps.

\Rightarrow Le volume utile : $Vu' = Vd' = 0,199527 \text{ Mm}^3$

Donc, le volume utile saisonnier est de $0,199527 \text{ Mm}^3$.

Le volume au niveau normal de la retenue :

$$V_{NNR} = V_{mort} + V_{utile} = 0,220469 \text{ Mm}^3.$$

Remarque :

Les résultats de Régularisation sans tenir compte des pertes sont donnés dans l'annexe **B.4**.

Nous résumons dans le tableau suivant les différents paramètres hydrologiques.

Tableau IV.19 Résumé des paramètres hydrologiques

Paramètres	Valeurs des Paramètres
Apport Moyen	$A_o = 483459,77 \text{ m}^3/\text{an}$
Apport Fréquentiel	$A_{80\%} = 236645,89 \text{ m}^3/\text{an}$
Apport Solide	$A_s = 713,66 \text{ t/Km}^2/\text{an}$
Temps de Concentration	$TC = 1.13 \text{ Heures}$
Débit Maximal	$Q_{\text{max}} = 45,00 \text{ m}^3/\text{s}$
Volume d'Eau Utile	$V_U = 199527,89 \text{ m}^3$
Volume Mort	$V_{\text{mort}} = 20942,42 \text{ m}^3$
Volume Total de la Retenue	$V_{\text{Total}} = 220469,31 \text{ m}^3$

IV.10 Laminage de crue

On appelle laminage d'une crue la diminution du débit de point de son hydrogramme par des moyens naturels ou artificiels dont elle dépend Simultanément de l'hydrogramme de crue, de la capacité de rétention de la retenue et de la capacité de l'ouvrage d'évacuation d'où elle nous permet d'évaluer les points suivantes :

le débit maximum évacué.

la surélévation maximale du plan d'eau due à l'évacuation de la crue.

la tranche de stockage de la crue.

Il existe plusieurs méthodes et solutions permettant d'éclaircir ce problème, nous avons utilisé la méthode de Kotchérine pour déterminer la charge déversant réelle et fictive ainsi que la hauteur (h) et le débit à évacuer et cela en variant à chaque fois la largeur (b) du déversoir.

IV.10.1 Laminage des crues par la 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 considéré comme un triangle ou un trapèze,
2. les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
3. le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normal 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 exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q\%}\right) \dots\dots\dots (IV.45)$$

Où V_F : le volume d'eau en charge,
 V_C : le volume de la crue,
 $Q\%$: le débit de la crue,
 q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{lam} = Q\% \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right) \dots\dots\dots (IV.46)$$

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 définit, on analyse plusieurs variantes, Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation :

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (IV.47)$$

Où :

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

g : l'accélération de pesanteur; [$g = 9,81 m^2/s$];

L : la largeur de déversoir,

H : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 a 1.2 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

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

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

$$V_{moy} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \dots\dots\dots (IV.48)$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier, cette fois, la largeur déversant par la même formule et L compris entre 4 et 18 mètres.

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (IV.49)$$

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{moy}^2}{2g} \dots\dots\dots(IV.50)$$

Où : H_o : est la charge globale;

$\frac{\alpha \cdot V_{moy}}{2g}$: La charge dynamique liée a la vitesse d'écoulement; P : la hauteur de pelle.

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

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

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

Tableau N°IV.20: Données initiales.

Données initiales	
g	9,81 m ² /s
α	1
Q _{1%}	21,34 m ³ /s
V _{crue 1%}	98760m ³
m	0,48
P	1,5 m

Tableau N°IV.21: 1^{ère} Etape de calcul.

b	H	débit	surface	vitesse	V _{forcé}
(m)	(m)	(m ³ /s)	(m ²)	(m/s)	(Mm ³)
4	0,5	3,00680827	8	0,37585103	0,016304
6	0,6	5,92882819	12,6	0,47054192	0,019704
8	0,7	9,96156988	17,6	0,56599829	0,023204
10	0,8	15,2133802	23	0,66145131	0,026604
12	0,9	21,7839057	28,8	0,75638562	0,030204
14	1	29,7658833	35	0,85045381	0,033704
16	1,1	39,2463931	41,6	0,94342291	0,037304
18	1,2	50,3077754	48,6	1,03513941	0,041004

Tableau N°IV.22: 2^{ème} Etape de calcul.

H	V _{moy}	H ₀	Débit m ³ /s							
(m)	(Mm ³)	(m ³ /s)	b=4m	b=6 m	b=8 m	b=10m	b=12m	b=14m	b=16m	b=18m
0,5	0,376	0,507	3,07	4,61	6,14	7,68	9,22	10,75	12,29	13,82
0,6	0,471	0,611	4,06	6,10	8,13	10,16	12,19	14,23	16,26	18,29
0,7	0,566	0,716	5,16	7,73	10,31	12,89	15,47	18,05	20,62	23,20
0,8	0,661	0,822	6,34	9,51	12,68	15,85	19,02	22,20	25,37	28,54
0,9	0,756	0,929	7,62	11,43	15,23	19,04	22,85	26,66	30,47	34,28
1	0,850	1,037	8,98	13,47	17,96	22,45	26,94	31,43	35,92	40,41
1,1	0,943	1,145	10,42	15,64	20,85	26,06	31,27	36,49	41,70	46,91
1,2	1,035	1,255	11,95	17,93	23,90	29,88	35,85	41,83	47,81	53,78

Tableau N°IV.23: 3^{ème} Etape de calcul.

H	V _{forcé}	q _{Laminé}	Débit m ³ /s							
(m)	(Mm ³)	(m ³ /s)	b=4m	b=6m	b=8m	b=10m	b=12m	b=14m	b=16m	b=18m
0,5	0,016304	31,44	3,07	4,61	6,14	7,68	9,22	10,75	12,29	13,82
0,6	0,019704	30,27	4,06	6,10	8,13	10,16	12,19	14,23	16,26	18,29
0,7	0,023204	29,71	5,16	7,73	10,31	12,89	15,47	18,05	20,62	23,20
0,8	0,026604	28,26	6,34	9,51	12,68	15,85	19,02	22,20	25,37	28,54
0,9	0,030204	27,21	7,62	11,43	15,23	19,04	22,85	26,66	30,47	34,28
1	0,033704	26,05	8,98	13,47	17,96	22,45	26,94	31,43	35,92	40,41
1,1	0,037304	26,01	10,42	15,64	20,85	26,06	31,27	36,49	41,70	46,91
1,2	0,041004	24,42	11,95	17,93	23,90	29,88	35,85	41,83	47,81	53,78

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $q = f(h)$ comme le montre les figures N°IV.13 et N°IV.14.

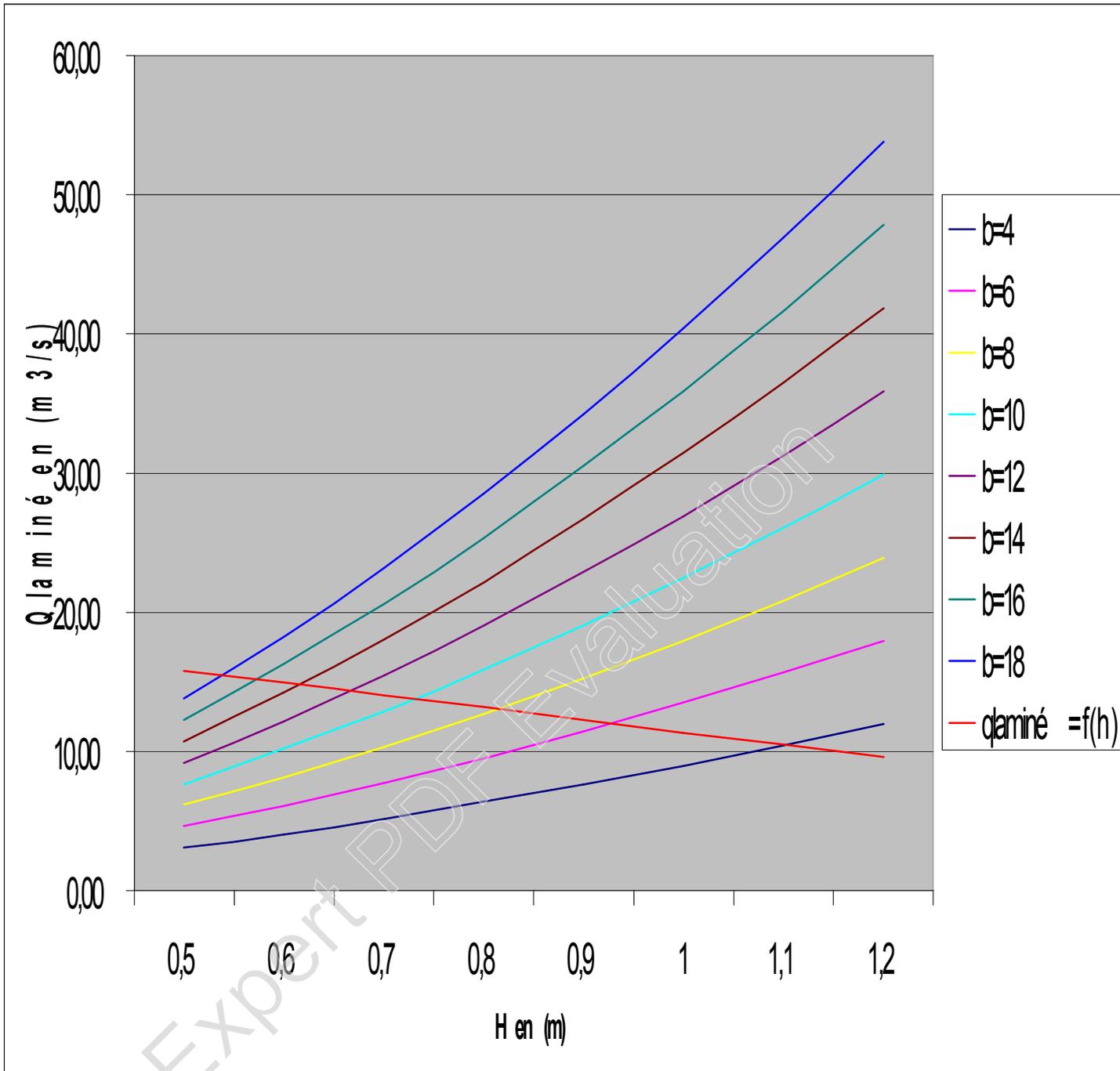


Figure N°IV.13: $Q_{laminé} = f(h)$.

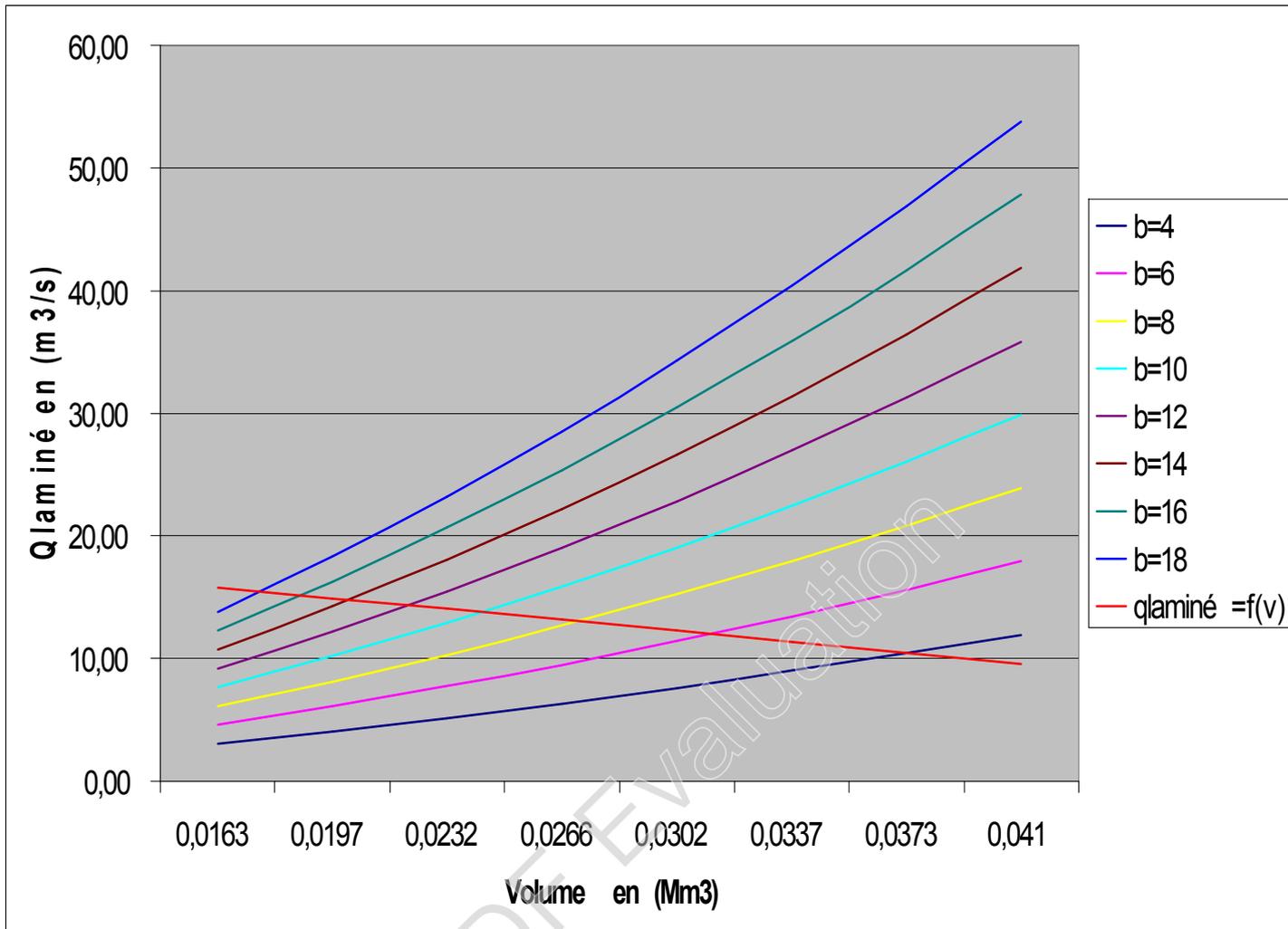


Figure N°IV.14: $Q_{\text{laminé}} = f(V)$.

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

Tableau N°IV.24: Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

b (m)	H (m)	NPHE (m NGA)	q(m³/s)	V _{forcé} (Mm³)
4	1,710	268,45	24,420	0,0375
6	1,631	267,93	25,000	0,0311
8	1,513	267,62	26,050	0,0273
10	1,428	267,08	27,210	0,0242
12	1,366	267,02	28,260	0,022
14	1,216	266,97	29,710	0,0202
15	1,200	266,55	30,06	0,0187
18	1,137	266,29	31,440	0,0176

IV.11 Etude d'optimisation

IV.11.1 Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversant

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

Tableau IV.25: Estimation de la digue

Largeur déversante	Volume de la digue	Coût de la digue
(m)	(m ³)	(million DA)
4	101502,1122	40,60084488
6	98759,81468	39,50392587
8	96839,70658	38,73588263
10	95471,53884	38,18861553
12	94481,44413	37,79257765
14	93687,80279	37,47512112
15	93040,21383	37,21608553
18	92442,5799	36,97703196

Le prix du mètre cube de remblai est estimé à : 900 DA.

IV.11.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues :

IV.11.2.1 Coût du déversoir:

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

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1,80} \dots\dots\dots(IV.51)$$

- Ou : H : Charge sur le seuil (m).
- Y : Ordonnée du profil (m).
- X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dév} = S \cdot L$$

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversant (m).

En fixant le mètre cube du béton à 35000 DA donne par l'ANBT, le coût du déversoir, pour les différentes largeurs déversant, sera :

Tableau N°IV.26: Coût de déversoir.

Coût du déversoir			
Largeurs déversantes	Section	Volume du béton	Coût du déversoir
(m)	(m ²)	(m ³)	(millions DA)
4	1,9148	7,6592	0,268072
6	1,7801	10,6806	0,373821
8	1,6759	13,4072	0,469252
10	1,5957	15,957	0,558495
12	1,5336	18,4032	0,644112
14	1,4813	20,7382	0,725837
15	1,4367	22,9872	0,804552
18	1,3937	25,0866	0,878031

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à : 17000 DA.

IV.11.2.2 Calcul du coût du coursier :

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

La longueur approximative du coursier est 72 m (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \dots\dots\dots(\text{IV.52})$$

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

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e, \text{max}})^{0,4} \dots\dots\dots(\text{IV.53})$$

Le volume du déblai est donné par :

$$V_{\text{déblai}} = \sum \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots(\text{IV.54})$$

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

d : la distance entre deux coupes.

Le tableau N°IV.27 nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversant.

Tableau N°IV.27: coût de coursier.

Largeurs déversantes	Débits déversants	largeur de coursier	surface de béton	volume de béton	volume de déblais	coût de béton	coût de déblais	coût total
(m)	(m ³ /s)	(m)	(m ²)	(m ³)	(m ³)	(millionDA)	(millionDA)	(millionDA)
4	10,42	2,55	3,277	235,928	591,60	8,257	0,237	8,494
6	12	2,70	3,351	241,269	625,97	8,444	0,250	8,695
8	13,05	2,79	3,397	244,588	647,33	8,561	0,259	8,820
10	13,79	2,86	3,428	246,832	661,77	8,639	0,265	8,904
12	14,26	2,89	3,597	259,020	670,70	9,066	0,268	9,334
14	14,71	2,93	3,666	263,923	679,09	9,237	0,272	9,509
15	15,1	2,96	3,781	272,233	686,24	9,528	0,274	9,803
18	15,44	2,99	3,894	280,387	692,38	9,814	0,277	10,091

IV.11.2.3 le coût total du barrage

Le coût total (Digue + Evacuateur de crues) est donné dans le Tableau N°IV.28.

Tableau N°IV.28: coût total de la retenue.

largeurs déversantes	coût de la digue	coût de l'évacuateur de crue		coût total
		(millions de DA)		
(m)	(millions de DA)	déversoir	coursier	(millions de DA)
4	40,60084488	0,27	8,494	49,36
6	39,50392587	0,37	8,695	48,57
8	38,73588263	0,47	8,820	48,02
10	38,18861553	0,56	8,904	47,65

12	37,79257765	0,64	9,334	47,77
14	37,47512112	0,73	9,509	47,71
15	37,21608553	0,80	9,803	47,82
18	36,97703196	0,88	10,091	47,95

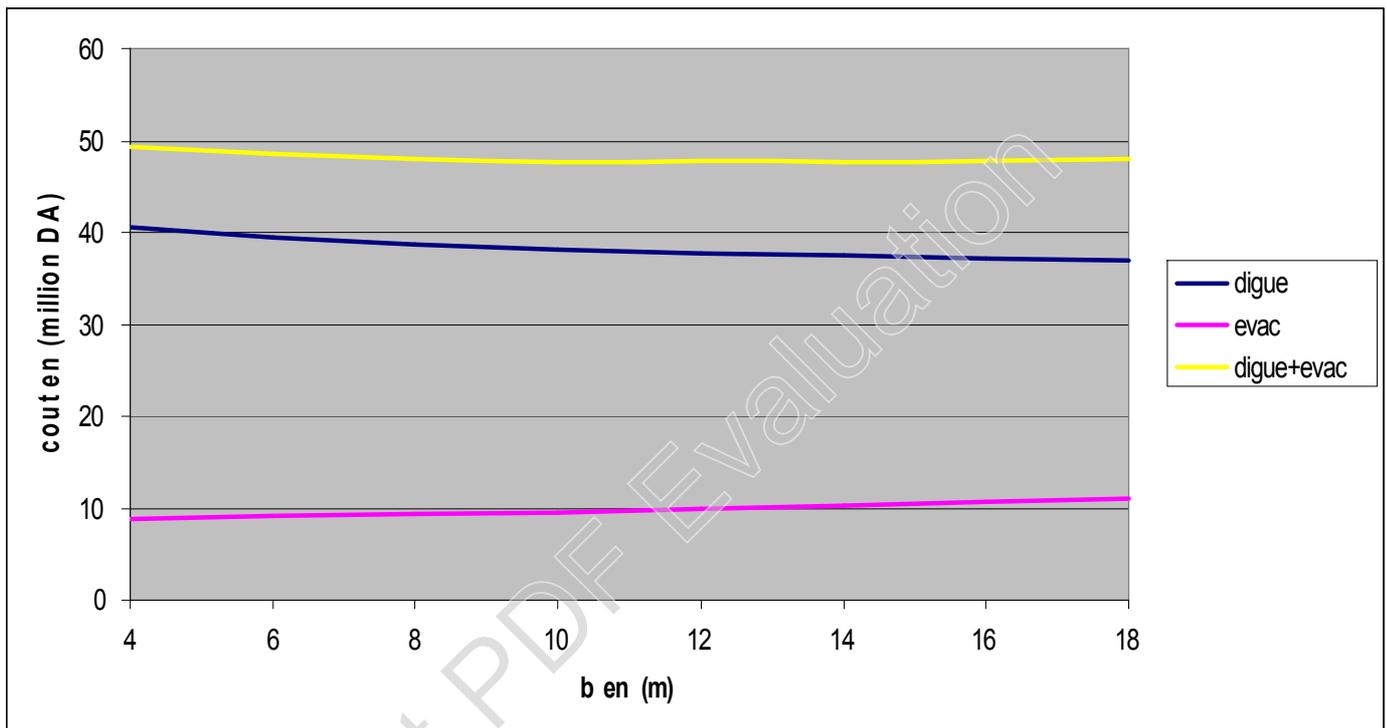


Figure IV.15 Courbe d'optimisation

Conclusion:

D'après l'étude hydrologique on constate que la hauteur de la retenue collinaire est égale à 16,92m au niveau d'eau normal avec un volume mort de 0.0209Mm³ et un volume utile de 0.199Mm³, la surface à irriguer est égale à 33.25 Ha.

Le débit évacué par l'évacuateur des crues est égale à 14,34 m³/s avec une largeur de déversoir est de 10m et une charge déversant de 0,81m.

Introduction

Les barrages en terre peuvent être constitués de matériaux de construction de caractéristiques variées, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux sont comprises dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme terre couvre tous 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 grés tendres...etc.

V-1- Le choix du site du barrage

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

V-2- Le choix du type de barrage

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

➤ La topographie du site

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

➤ La morphologie de la vallée

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et du 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 conditions géologiques et géotechniques

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

➤ Les matériaux de construction

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site ainsi que du type de barrage.

Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

V-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, ce qui nous donne le choix de trois variantes :

Remarque : les barrages poids (en béton) sont écartés de raison de la mauvaise fondation.

❖ 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 imperméables.

❖ Barrage zoné a noyau d'argile

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 matériau 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.

❖ 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 œuvre,....

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, abrasivité.....etc.

V.4. Définition de profil général du barrage

V.4.1. Hauteur de barrage

✓ Calcul de la revanche :

Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec : $H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (V.2)$

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

A.N : $H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,28} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,28} = 0,74 \text{ m}$

D'où : $V = 1,5 + 0,66 \sqrt{H} = 2,072 \text{ m/s}$

Donc : $R = 0,75 \cdot 0,74 + \frac{2,07^2}{2 \cdot 9,81} = 0,77 \text{ m}$

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de la revanche de 1,50m à 2 m pour les ouvrages de 10 à 20 m de hauteur, et pour notre cas on opte une valeur de 1,50m.

On calcule la hauteur de barrage la formule: $H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots (V.3)$

✓ **Calcul le tassement du barrage :**

Pour les petits barrages on calcule le tassement d' après la formule: $T = 0.01 H_b$

$H_b = (266,95 - 252 + 0,81 + 1,50) / 0,99 = 16,92 \text{ m}$. Donc : $T = 0,169 \text{ m}$.

V.4.2. Largeur en crête

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

1) Formule de KNAPPEN T :

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (V.4)$$

2) Formule de E- F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (V.5)$$

3) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (V.6)$$

4) Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (V.7)$$

Avec : H_b : Hauteur du barrage [m];

Tableau N°V.1: Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	b_{cr} (m)
KNAPPEN	6,66
EF PREECE	5,44
PRATIQUE	6,72
SIMPLIFIEE	6,12
MOYENNE	6,24

On opte pour une largeur de crête égale à 6m.

V.4.3. La longueur en crête

La longueur en crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à 221,69m.

✓ Etude comparative :

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

V.4.5. 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 optimal,

Tableau N°V.2: Valeurs indicatives des pentes des talus.

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

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et le type du barrage on choisi pour les calculs les pentes:

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

Ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

V.4.6. Les bermes

A) Talus amont :

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposées une berme de largeur 3m à la cote 260m NGA.

B) Talus aval :

Dans notre cas nous avons proposées une largeur 3m à la cote 261 m NGA.

V.5. Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus :

Le talus amant sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement d'un épaisseur déterminer par la formule suivante : $e = C \cdot V^2$ (V.8)

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

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

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du γ

Tableau N°V.3: Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\gamma=2,50$	$\gamma=2,65$	$\gamma=2,80$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Nous obtenons $e=0,25m$, mais pour plus de sécurité nous prenons $e=0,3m$.

V.5.1.Etanchéité du barrage

A) Le Noyau :

Pour les deux premières variantes où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous avons équipé le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage.

***Dimensionnement du noyau:**

Niveau en crête: $N_{crN}=N_{CB} - 1 m = 268,92-1=267,92m$

La largeur en crête minimale du noyau est: $b_{min} = 1/6.H_b=1/6.16,92 =2,82m$ (V.9)

Donc on adopte: $b_{min} =4,00 m$

La pente un talus amont et aval du noyau est : $m = 0,75$.

De la hauteur du noyau on tire la largeur à la base du noyau, la hauteur du noyau est:

$$H_n = H_b - 1 = 16,92 - 1 = 15,92\text{m}$$

La largeur en base est:

$$b_{\text{base}} = 2.m_1.H_n + b_{\text{min}} = 2.0,5.15,92 + 4 = 19,92\text{m}$$

B) Les drains :

B.1) Dimensionnement du drain tapis :

Utiliser pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre est dispose dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations.

-La longueur du drain tapis est de :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (V.10)$$

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b = 92.35$ m].

Donc : $L_d = \frac{92.35}{3} = 30,78\text{m}$

On prend $L_d = 31\text{m}$

B.2) Dimensionnement du drain vertical :

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de 1,5m.

Le niveau du drain vertical est arasé au niveau normal des plus hautes eaux à raison d'arriver aux points les plus hautes de saturation de remblai.

$$N_{\text{dr}} = N_{\text{PHE}} = 267,68\text{m NGA}$$

B.3) Dimensionnement du drain prisme:

Hauteur: $H_{\text{dr}} = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots (V.11)$

Avec : H_b : Hauteur du barrage ($H_b = 16,92\text{m}$)

On prend $H_{\text{dr}} = 0,18 H_b$

On aura : $H_{\text{dr}} = 3,05\text{m}$

Donc on adopte: $H_{\text{dr}} = 4,00\text{m}$

Largeur en crête: $b_p = (1/3 \div 1/4) H_{\text{dr}} \dots\dots\dots (V.12)$

On prend $b_p = 1/4 H_{\text{dr}}$

Ce qui donne: $b_p = 1,00\text{m}$

Fruits des talus : $m_1 = (1 \div 1,75)$

$m_2 = (1,5 \div 2,5)$

Donc on prend : $m_1 = 1,25$

$$m_2=2,5$$

V.6. Etude Technico-économique

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \dots\dots\dots (V.13)$$

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

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

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

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

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

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

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

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d$$

En effectuant le même calcul pour les trois variantes.

V.6.1. Barrage Homogène en argile avec drain vertical

V.6.1.1. Recharge (argile)

Tableau N°V.4: volume de recharge (Argile).

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
1	0	1,029	1,38	1,42002
2	2,058	33,665	24,55	826,47575
3	67,33	135,23	23,42	3167,0866
4	203,13	318,23	24,08	7662,9784
5	433,33	597,59	34,4	20557,096
6	761,85	635,77	43,4	27592,418
7	509,69	360,22	22,75	8195,005
8	210,75	140,94	24,63	3471,3522
9	71,13	36,615	21,86	800,4039

10	2,1			
11	0	1,05	1,76	1,848
Volume total				72276,08387

V.6.1.2. Matériaux de protection

Tableau N°V.5: Volume d'enrochement (Rip Rap) talus amont (e=0.5m).

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
1	0	0,1785	1,38	0,24633
2	0,357	1,9005	24,55	46,657275
3	3,444	4,827	23,42	113,04834
4	6,21	8,274	24,08	199,23792
5	10,338	11,415	34,4	392,676
6	12,492	12,255	43,4	531,867
7	12,018	10,3155	22,75	234,677625
8	8,613	6,4995	24,63	160,082685
9	4,386	2,394	21,86	52,33284
10	0,402	0,201	1,76	0,35376
11	0			
Volume total				1731,179775

Tableau N°V.6: Volume de gravier, talus amont (e=0.2m).

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
1	0	0,119	1,38	0,16422
2	0,238	1,267	24,55	31,10485
3	2,296	3,218	23,42	75,36556
4	4,14	5,516	24,08	132,82528
5	6,892	7,61	34,4	261,784
6	8,328	8,17	43,4	354,578
7	8,012	6,877	22,75	156,45175
8	5,742	4,333	24,63	106,72179

9	2,924			
		1,596	21,86	34,88856
10	0,268			
		0,134	1,76	0,23584
11	0			
Volume total				1154,11985

Tableau N°V.7: Volume de sable, talus amont (e=0.2m).

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
1	0	0,119	1,38	0,16422
2	0,238	1,267	24,55	31,10485
3	2,296	3,218	23,42	75,36556
4	4,14	5,516	24,08	132,82528
5	6,892	7,61	34,4	261,784
6	8,328	8,17	43,4	354,578
7	8,012	6,877	22,75	156,45175
8	5,742	4,333	24,63	106,72179
9	2,924	1,596	21,86	34,88856
10	0,268	0,134	1,76	0,23584
11	0			
Volume total				1154,11985

Tableau N°V.8: Volume d'enrochement (e=0.3m).

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
1	0	0,0615	1,38	0,08487
2	0,123	1,515	24,55	37,19325
3	2,907	4,4295	23,42	103,73889
4	5,952	8,139	24,08	195,98712
5	10,326	11,5605	34,4	397,6812
6	12,795	11,082	43,4	480,9588
7	9,369	7,2225	22,75	164,311875
8	5,076	3,747	24,63	92,28861

9	2,418			
		1,2585	21,86	27,51081
10	0,099			
		0,0495	1,76	0,08712
11	0			
volume total				1499,842545

V.6.1.3. Filtre et drains

Tableau N°V.9: Volume de gravier (e=0.4m).

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
1	0	0,536	1,38	0,73968
2	1,072	1,87	24,55	45,9085
3	2,668	3,468	23,42	81,22056
4	4,268	5,07	24,08	122,0856
5	5,872	5,274	34,4	181,4256
6	4,676	3,674	43,4	159,4516
7	2,672	1,872	22,75	42,588
8	1,072	0,536	24,63	13,20168
9	0			
Volume total				646,62122

Tableau N°V.10: Volume de sable (e=0.3m).

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
1	0	0,402	1,38	0,55476
2	0,804	1,4025	24,55	34,431375
3	2,001	2,601	23,42	60,91542
4	3,201	3,8025	24,08	91,5642
5	4,404	3,9555	34,4	136,0692
6	3,507	2,7555	43,4	119,5887
7	2,004	1,404	22,75	31,941

8	0,804			
9	0	0,402	24,63	9,90126
Volume total				484,965915

V.6.1.4. Prisme de drainage

Tableau N°V.11: Volume d'enrochement.

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
1	0	1,4375	6,26	8,99875
2	2,875	6,1875	6,92	42,8175
3	9,5	14,6875	14,08	206,8
4	19,875	14,6875	16,54	242,93125
5	9,5	6,1875	8,41	52,036875
6	2,875	1,4375	9,67	13,900625
7	0			
volume total				567,485

Tableau N°V.12: Volume de gravier (e=0.2m).

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
1	0	0,16	6,26	1,0016
2	0,32	0,48	6,92	3,3216
3	0,64	0,8	14,08	11,264
4	0,96	0,8	16,54	13,232
5	0,64	0,48	8,41	4,0368
6	0,32	0,16	9,67	1,5472
7	0			
Volume total				34,4032

Tableau N°V.13: Volume de sable (e=0.2m).

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
1	0	0,16	6,26	1,0016
2	0,32	0,48	6,92	3,3216
3	0,64			

		0,8	14,08	11,264
4	0,96	0,8	16,54	13,232
5	0,64	0,48	8,41	4,0368
6	0,32	0,16	9,67	1,5472
7	0			
volume total				34,4032

V.6.1.5. Tapis drainant

Tableau N°V.14: Volume de gravier et sable du tapis drainant.

Tapis drainant					
Sable e=20cm			Gravier e=30cm		
S _i (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)	S _i (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
5,44	81,6	443,904	8,16	81,600	665,856

V.6.2. Barrage Zoné a noyau d'argile

Le principal avantage de cette variante est que tous les matériaux nécessaires à sa confection sont disponibles à bon escient à proximité du site du barrage ; cela permet d'une part de réduire significativement les dépenses liées aux engins de transport pour l'acheminement des matériaux, et d'autre part, la proximité de la zone d'emprunt permet de gagner énormément en temps en écourtant le délai de réalisation, bref on dira que la variante est très économique et pratique. Cependant la réalisation délicate des zones de transition et du filtre constitue une difficulté majeure dans la conception de l'ouvrage.

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 16,92m, les pentes des talus amont varié entre [2,5 ÷ 3] et aval [2÷ 2,5].

V.6.2.1. le Noyau

Tableau N°V.15: Volume de noyau.

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
1	0	0	1,38	0
2	0	7,6725	24,55	188,359875
3	15,345	31,95	23,42	748,269
4	48,555	73,1575	24,08	1761,6326
5	97,76	130,43845	34,4	4487,08268
6	163,1169	137,94345	43,4	5986,74573

7	112,77			
		80,6684	22,75	1835,2061
8	48,5668			
		31,96745	24,63	787,3582935
9	15,3681			
		7,68405	21,86	167,973333
10	0			
		0	1,76	0
11	0			
Volume total				15962,62761

V.6.2.2. Recharge

Tableau N°V.16: Volume de la recharge.

N°	S_i (m ²)	S_{mov} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
1	0	1,0291	1,38	1,420158
2	2,0582	25,9482	24,55	637,02831
3	51,8964	103,2369	23,42	2417,808198
4	154,5774	245,0737	24,08	5901,374696
5	335,57	467,1528	34,4	16070,05632
6	598,7356	497,829	43,4	21605,7786
7	396,9224	279,55135	22,75	6359,793213
8	162,1803	108,97285	24,63	2684,001296
9	55,7654	28,93085	21,86	632,428381
10	2,0963	1,04815	1,76	1,844744
11	0			
volume total				56311,53392

V.6.2.3. Filtre et drains

Tableau N°V.17: Volume du sable

N°	S_i (m ²)	S_{mov} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
1	0	0	1,38	0
2	0	0,552	24,55	13,5516
3	1,104	1,752	23,42	41,03184
4	2,4	3,063	24,08	73,75704
5	3,726	4,3335	34,4	149,0724
6	4,941	4,5285	43,4	196,5369

7	4,116			
		3,318	22,75	75,4845
8	2,52			
		1,851	24,63	45,59013
9	1,182			
		0,591	21,86	12,91926
10	0			
		0	1,76	0
11	0			
Volume total				607,94367
Volume du sable de noyau total				1215,887

V.6.3. Barrage en enrochement avec masque en béton

C'est un ouvrage intéressant et très stable car la résistance à la poussée de l'eau est assurée par le poids propre du massif, il supporte assez bien les tassements et ne soumet sa fondation qu'à des pressions modérées; cependant c'est un ouvrage dont la réalisation est généralement coûteuse suite aux différentes opérations de désagrégation mécaniques des roches préexistantes ainsi que de leur mise en place pour le remblai.

L'épaisseur de béton est calculée par la formule suivant :

$$e = 0,3 + 0,001 \cdot H$$

H : hauteur du barrage égale 16,92 m

A.N : $e = 0,3 + 0,001 \cdot 16,92 = 0,31692 \text{ m}$

Pour la sécurité on prend l'épaisseur de béton est $e = 0,5 \text{ m}$

V.6.3.1. Recharge (enrochement)

Tableau N°V. 18: Volume de la recharge.

N°	$S_i \text{ (m}^2\text{)}$	$S_{\text{moy}} \text{ (m}^2\text{)}$	$d_i \text{ (m)}$	Volume (m ³)
1	0	0,83995	1,38	1,159131
2	1,6799	35,99565	24,55	883,6932075
3	71,9913	145,9153	23,42	3417,336326
4	219,8393	340,67355	24,08	8203,419084
5	461,5078	630,8768	34,4	21702,16192
6	800,2458	668,91185	43,4	29030,77429
7	537,5779	385,1793	22,75	8762,829075

8	232,7807			
		155,80015	24,63	3837,357695
9	78,8196			
		40,4896	21,86	885,102656
10	2,1596			
		1,0798	1,76	1,900448
11	0			
Volume total				76725,73383

V.6.3.2. masque en béton

Tableau N°V.19: Volume du masque en béton.

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
1	0	0,305	1,38	0,4209
2	0,61	3,37	24,55	82,7335
3	6,74	9,4025	23,42	220,20655
4	12,065	14,99	24,08	360,9592
5	17,915	19,71	34,4	678,024
6	21,505	21,1025	43,4	915,8485
7	20,7	17,93	22,75	407,9075
8	15,16	12,0575	24,63	296,976225
9	8,955	4,88	21,86	106,6768
10	0,805	0,4025	1,76	0,7084

11	0			
Volume total				3070,461575

V.7. Estimation du coût des variantes

Le Tableau N°V.19, donne les différents coûts des variantes.

Tableau N°V.20: Le coût des différentes variantes.

variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût (DA)	Totale (DA)
homogène	Recharge (argile)	72276,08387	300	28910433,548	37924359,110
	Enrochement	3231,02232	1500	4846533,480	
	Graviers	2501,00027	1000	2501000,270	
	Sables	2082,989765	800	1666391,812	
Zoné	Recharge	56311,53392	600	33786920,349	49124012,876
	Noyau	15962,62761	400	6385051,045	
	Enrochement	3231,02232	1500	4846533,480	
	Graviers	1854,37905	1000	1854379,050	
	Sables	2813,91119	800	2251128,952	
Avec masque	Recharge (enrochement)	76725,73383	1500	115088600,748	191850140,123
	masque en béton	3070,461575	25000	76761539,375	

V.8. Comparaison financière des trois variantes

A travers le tableau N°V.19, il apparaît clairement que nous ne pouvons nous orienter que vers la 1^{ère} variante car elle est la plus économique possible et la plus facile à mettre en place techniquement. Mais avant tout rappelons que la 1^{ère} variante est celle du barrage homogène entièrement constitué d'argiles imperméables.

Conclusion

En tenant compte de ces conditions, nous avons opté pour un barrage en terre homogène vu les avantages qu'il présente.

Ce barrage en terre homogène doit à la rigueur remplir les conditions suivantes :

- avoir une imperméabilité suffisante ;
- insoluble dans l'eau ;
- avoir une faible teneur en matière organique (<5%) ;
- ne pas se fissurer sous l'effet des tassements ;
- avoir une grande résistance au cisaillement et une densité sèche maximale.
- Le coût du barrage doit être le plus économique possible.

Expert PDF Evaluation

Conception de la digue

La digue de la retenue collinaire sur Oued Tissimlet est une digue dite homogène et sera construite uniquement avec des argiles limoneuses.

La composition constructive sera comme suit:

- Fondation ancrée à 5,00 mètres pour éviter le niveau alluvionnaire.
- Filtre horizontal (tapis drainant) avec un prisme aval.
- Des recharges argileuses mélangées avec des alluvions.
- Revêtements sur les talus amont et aval de la digue.
- Le niveau de la crête a été arrêté à la côte 268,92m N.G.A.

VI.1. Définition de profil général de la retenue :

VI.1.1. Hauteur de barrage :

1- Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (VI.1)$$

Avec $H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (VI.2)$

A.N : $H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,28} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,28} = 0,74$

D'où : $V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,736 = 2,072\text{m/s}$

Donc : $R = 0,75 \cdot 0,74 + \frac{2,07^2}{2 \cdot 9,81} = 0,77 \text{ m}$

Pour notre cas on opte une valeur de R= 1,50m.

On calcule la hauteur de barrage la formule: $H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots (VI.3)$

2 -Calcul le tassement du barrage :

Pour les petits barrages on calcule le tassement d' après la formule: $T = 0.01 H_b$

D'où : $H_b = (266,95 - 252 + 0,81 + 1,50) / 0,99 = 16,92\text{m}$. Donc : $T = 0,169\text{m}$.

VI.1.2. La largeur en crête :

Pour les digues dont les hauteurs sont inférieures à 10m, la largeur de la crête ne doit pas être inférieure à 3 m. Pour les digues de hauteur supérieure à 10m, 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 à 6)m.

1) Formule de KNAPPEN T : $b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b}$ (VI.4)

2) Formule de E- F-PREECE : $b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1$ (VI.5)

3) Formule Anonyme (simplifiée) : $b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3$ (VI.6)

4) Formule pratique : $b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b}$ (VI.7)

H_b : Hauteur du barrage [m];

Tableau N°VI.1: Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	b _{cr} (m)
KNAPPEN	6,66
EF PREECE	5,44
PRATIQUE	6,72
SIMPLIFIEE	6,12
MOYENNE	6,24

On opte pour une largeur de crête égale à 6m.

VI.1.3.La longueur en crête :

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à 221,69m

VI.1.4.pentes des talus :

On donne des pentes qui paraissent optimales.

Tableau N°VI.2: Valeurs indicatives des pentes des talus.

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

	- A zones	3	3
H ≥ 20	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- A zones	3	3

Pour les calculs préliminaires, nous adoptant les valeurs suivantes, valeurs que nous retiendrons si toutefois la stabilité est assurée ; on prend un talus amont de $m_1=3$ et aval $m_2=2,5$.

VI.1.5. 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 3 m à la cote 260m NGA.

B-Talus aval :

les bermes au talus aval sert à l'évacuation des eaux de ruissellement, il y a une berme au talus aval, berme est disposée 3 m à la cote 261 NGA avec une largeur de 3m.

VI.2. 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 2 pour mille dans les deux cotés. Elle peut servir pour les passages de service.

La crête est revêtue de par un mélange constitué de gros graviers bitumés de 20cm, 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 l'infiltration dans le corps du barrage).

VI.3. 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 le possible érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau.

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

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

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

➤ **talus en amont**

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

✓ **Première méthode :**

$$e = C \cdot V^2 \dots\dots\dots$$

(VI.8)

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

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s] (2,83 m/s);

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

La valeur de C est donnée par le tableau suivant.

Tableau N°VI.3: Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et le poids.

PENTE DU TALUS	VALEUR DE ' C ' POUR DIFFERENTS POIDS		
	$\theta = 2,50$	$\theta = 2,65$	$\theta = 2,80$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Par interpolation linéaire : $C = 0.028$ D'où : $e = 0.224\text{m}$

En analysant les résultats obtenus, on peut conclure que l'épaisseur à retenir pour la suite du dimensionnement de la digue est $e=40 \text{ cm}$

Donc on retient une protection d'une épaisseur de 50 cm d'enrochements.

50% de l'enrochement doit avoir un poids unitaire "P" tel que:

$$P \geq 0,52 e^2 G_s \dots\dots\dots (VI.9)$$

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

$$D_p = 3 \sqrt{\frac{P}{0,524 G_s}} \text{ cm} \dots\dots\dots (VI.10)$$

$$D_p = 25 \text{ cm.}$$

✓ **deuxième méthode :**

Les ingénieurs d'US ARMY utilisent un tableau déterminé à partir d'abaques qui permettent d'obtenir l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague.

Tableau N°VI.4: Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	D _{min} (m)
0 ÷ 0,3	0,3	0,2
0.3 ÷ 0,6	0,4	0,25
0,6 ÷ 1.2	0,45	0,3
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,4
1,8 ÷ 2,4	0,7	0,45
2,4 ÷ 3	0,8	0,55

Pour des hauteurs de la vague 0,62 < H < 1,2 (m).

$$e = 0,45$$

$$D_{50 \text{ min.}} = 0,30 \text{ m}$$

H = hauteur de la vague (m).

e = épaisseur de la couche d'enrochement (m).

D₅₀ = diamètre minimal du 50 % de la pierre.

VI.4. Drainages :

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

Les conditions des drainages:

- a. Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.
- b. Ne pas permettre l'effet de Renard; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes.
- c. On doit contrôler son fonctionnement.

VI.4.1. 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 en fonction du niveau d'eau en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur. On peut calculer sa hauteur par l'expression $0.2 H$ où H est la hauteur du barrage.

VI.4.1.1. Dimensionnement du prisme aval :

- **Fruits des talus :**

$m_1 = (1 \div 1,75)$ on prend $m_1=1,25$

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

- **la hauteur du drain :**

$h_{dr} = (0,15 \div 0,2)H_{bcr} \dots\dots\dots (VI.11)$

Où :

H_{bcr} : Hauteur du barrage ;

AN: $h_{dr} = 0,18 \cdot 16,92 = 3,05 \text{ m}$

Donc on adopte: $H_p = 4.00\text{m}$

- **la largeur en sommet :**

Elle est donnée par : $b_{dr} = (\frac{1}{3} \div \frac{1}{4})h_{dr} \dots\dots\dots (VI.12)$

AN: $b_{dr} = \frac{1}{4} \cdot 4 = 1,00 \text{ m}$

- **largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par : $B = b_{dr} + (m_1 + m_2)h_{dr} \dots\dots\dots (VI.13)$

AN : $B = 1 + (1,25 + 2,5) \cdot 4 = 16 \text{ m}$

VI.4.2. tapis de drainage :

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue, la sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur, pour son dimensionnement il est recommandé d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0.80$ m, par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre.

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

VI.4.2.1. Dimensionnement du drain tapis :

Il s'agit de déterminer la longueur du drain tapis suivant la relation :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (VI.14)$$

L_d : Longueur du drain tapis en mètres ;

L_b : Longueur transversale du barrage en mètres.

Donc :
$$L_d = \frac{92.35}{3} = 30,78 \text{ m}$$

On prend $L_d = 31 \text{ m}$

VI.5. la clé d'étanchéité :

D'après les résultats obtenus au laboratoire, on peut dire que le fond de la vallée de Oued Tissimlet est constitué généralement d'une couche alluvionnaire, où la présence d'un grand risque de pertes d'eau par infiltration 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 perméable.

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 5m, cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.30m. La largeur en base est de 4m, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=1$.

VI.6. 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 :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad \text{avec} \quad : y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (VI.15)$$

$$h = H_e; \quad d = B - L_{ta} - 0,7 * b$$

B : La largeur en base.

$$b = m_1 \cdot h \quad \text{donc} \quad : b = 41,38 \text{ m}$$

d = 32,38 m est déterminée graphiquement

$$y_0 = 2,88 \text{ m}$$

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

$$y^2 = 5.76 x + 8.29$$

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 :

$$a = \frac{Y_0}{2} = \frac{1}{2} (\sqrt{d^2 + H^2} - d) \dots\dots\dots (VI.16)$$

$$\text{AN} : \quad a = \frac{2,88}{2} = 1,44 \text{ m}$$

Tableau N°VI.5: Coordonnées de la parabole de Kozeny.

X(m)	-1,44	-1	-0,5	0	5,000	10	15,00	20	25	35
Y(m)	0	1,59	2,33	2,88	6,09	8,12	9,73	11,11	12,34	14,49

VI.6.1. 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 :

$$Q_n = K \cdot I \cdot A \dots\dots\dots (VI.17)$$

q_n: débit d'infiltration (m³ /s/ml).

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité.

A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dy}{dx}$ et : $A = y \cdot I$

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

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

Sachant que : $K = 1,25 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$

$q = 3,6 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$

Le débit total a travers le barrage sera :

$$Q = q \cdot L = 9,00 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit de perte en une année sera :

$$Q_{\text{an}} = 252,32 \text{ m}^3/\text{an}$$

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

VI.6.2. Calcul des fuites à travers la fondation :

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

l'expression suivante :

$$q_f = \frac{K \cdot H}{0,88 + \frac{B}{h}} \dots\dots\dots (VI.18)$$

q_f : Débit de fuite à travers la fondation en $[\text{m}^2/\text{s}]$;

K : Coefficient de perméabilité moyen de la fondation en $[\text{m/s}]$;

H : Charge hydraulique en $[\text{m}]$.

Précisons que cette formule n'est utilisable uniquement que si $B > 2h$, dans notre cas $B = 92,85\text{m}$ et $h = 5\text{m}$.

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

AN:

$$q_f = \frac{1,25 \cdot 10^{-8} \cdot 16,92}{0,88 + \frac{92,85}{5}} = 1,05 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m.l}$$

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

$$Q_f = q_f \cdot L_{\text{cr}} = 1,05 \cdot 10^{-8} \cdot 221,69 = 2,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit total de fuite est de :

$$Q_{\text{tf}} = Q_{\text{bar}} + Q_f \dots\dots\dots (VI.19)$$

$$Q_{\text{tot}} = 9,25 \cdot 10^{-6} + 2,31 \cdot 10^{-6} = 1,158 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

VI.6.3. Calcul des filtres:

1. Règles des filtres :

Dans les passages ultérieurs, nous avons fait allusion à plusieurs reprises aux conditions de non entraînement des fines particules encore dénommées "conditions de filtres" ; la référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGUI.

Elles s'énoncent comme suit :

Soit d_x la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre $x\%$ en poids dépassant lors du tamisage granulométrique ;

Soit D_x celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

➤ Condition de perméabilité $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$ (VI.20)

➤ Condition de non entraînement des fines $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$ (VI.21)

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante : $4 \cdot d_{85} > D_{15} > 5 \cdot d_{15}$

Le plus souvent pour les petits barrages, on peut choisir un matériau drainant suffisamment perméable et satisfaisant directement à cette double condition, la mise en place d'un filtre est alors inutile. En outre pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant on devra s'assurer de la condition d'uniformité à savoir :

$$2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8 \text{ (VI.22)}$$

Ces règles étant établies, dimensionnons à présent ces différents composants du système de drainage à savoir les filtres et les drains.

2. Détermination de la courbe granulométrique des filtres :

$$D_{17}^F = \frac{D_{PV}}{0,32 \cdot \sqrt[6]{U_F} \cdot (1 + 0,05 \cdot U_F)} \cdot \frac{1-n}{n} \text{ (VI.23)}$$

U_F : Coefficient d'homogénéité du sol du filtre [$U_F = 15$].

n : la porosité de filtre [$n=0,4-0,1 \cdot \log(U_F)$].

D_{PV} : diamètre des particules soumises à un effet de voûte.

$$D_{PV} = (3 \text{ à } 4) \cdot d_{15}$$

d_{15} : Diamètre des particules du sol protéger à 15%;

On déterminera aussi le diamètre minimum D_{min} en fonction de D_{17}

$$D_{min} = \frac{D_{17}}{1 + 0,2 \cdot (1,7)^x} \text{ (VI.24)}$$

Où : $x = 1 + 1,28 \cdot \log(U_F)$

Les autres valeurs de "Di" sont déterminées par la formule suivante :

$$D_i = [1 + 0,2 \cdot (0,1 \cdot i)^x] \cdot D_{min} \text{ (VI.25)}$$

A.N. : $d_{15} = 0,00118 \text{ mm ;}$

$d_{50} = 0,0057 \text{ mm ;}$

$$d_{85} = 0,24 \text{ mm ;}$$

$$n = 0,45 - 0,1 \log (15) = 0,33 \quad \text{et} \quad x = 1 + 1,28 \cdot \log (15) = 2,51$$

Les résultats de la 1ère couche sont donnés dans le Tableau N°VI.6.

Tableau N°VI.6: Récapitulatif des résultats de la 1^{ère} couche de filtre.

D _{pv}	D ₁₇	D _{min}	D ₁₀	D ₁₅	D ₂₀	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₀	D ₁₀₀
(μ m)	(μ m)	(μ m)	(μ m)	(μ m)	(μ m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
4,72	10,897	6,199	7,439	9,629	13,261	0,076	0,118	0,235	0,407

Les résultats de la 2^{ème} couche sont donnés dans le Tableau N°VI.7.

Tableau N°VI.7: Récapitulatif des résultats de la 2^{ème} couche de filtre.

D _{pv}	D ₁₇	D _{min}	D ₁₀	D ₁₅	D ₂₀	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₀	D ₁₀₀
(μ m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
38,517471	0,0889	0,05058	0,060696	0,0786	0,1082	0,6253	0,9588	1,9202	3,3241

3. Vérification de l’absence de RENARD dans le sol des filtres :

✓ **Filtre N° 1 :**

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

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} (1 + 0,05 \eta) \frac{n}{1 - n} \dots\dots\dots (VI.26)$$

D’après la courbe granulométrique de F₁ :

D₅ = 0,00642 mm; D₁₀=0,00739 mm;

D₁₇=0,0109mm ; D₆₀=0,118mm ;

- η=D₆₀/D₁₀ = 15,97 Coefficient d’hétérogénéité ;
- n₀= 0,45 d’où n=0,33 ;
- D₅/D₁₇=0,59 > 0,38.
- La condition est vérifiée donc il n’y a pas de phénomène de RENARD dans ce cas.

➤ La condition de TERZAGUI (zone de transition) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,009629}{0,24} = 0,04 < 4 \quad \text{La condition de TERZAGUI est vérifiée.}$$

✓ **Filtre N°2 :**

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

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

D₅/D₁₇=0,59>0,45 : pour n=0,33; η=15.78.

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

➤ La condition de TERZAGUI (zone de transition) : $\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,0786}{2.228} = 0,035 < 4$

La condition est vérifiée.

Conclusion:

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur =15 cm.
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur =15cm.
- L'enrochement d'épaisseur = 30 cm.

VI.7. Volume des travaux

Les volumes totaux des différents matériaux constituant le corps de barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$Vb = \sum_i^n Vi ; \quad Vi = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} .d \dots\dots\dots (VI.27)$$

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

En effectuant le même calcul on aura le volume de chaque matériau de construction.

Les volumes de différents matériaux utilisés dans le corps de la digue sont résumés dans l'Annexe C.

Expert PDF Evaluation

VII.1. Généralités sur l'étude de stabilité des pentes (barrage)

La stabilité des barrages en terre est étudiée au moyen des méthodes utilisées plus généralement pour l'étude des pentes en mécanique des sols les plus courantes sont celles de FELLENIUS, BISHOPB, SPENCER, JANBU. Toutes sont des méthodes d'équilibre des forces, dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces résistantes, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies. Un facteur qui influe très fortement sur la stabilité est la pression interstitielle qui peut s'installer de façon durable dans le remblai.

- En raison des écoulements permanents à travers le remblai.
- En conséquence des variations des contraintes, résultantes de la construction, d'une vidange rapide, ou bien de séismes.

Plusieurs configurations doivent être analysées :

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

Fin de construction (talus aval et amont) : pas encore d'action de la retenue, mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées.

Vidange rapide (talus amont) : après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont.

Les coefficients de sécurité couramment admis en fonction de la classe du barrage sont groupés dans le Tableau N°VII.1

Tableau N°VII.1: Coefficient de stabilité admissible des talus.

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

Notre barrage fait partie de la classe III, les coefficients admissibles seront donc :

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

- Avec séisme : $K_{as,adm} = 1,1 - 1,05$

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

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

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

VII.2 Méthode de FELLENIUS

Dans cette méthode on admet que la rupture a lieu suivant une surface de glissement en forme de cylindre circulaire et qu'elle se produit instantanément et simultanément le long de toute la surface. On considère d'autre part qu'il n'y a aucune interaction dans la 3^{ème} dimension du barrage transversale à la vallée. Pour que cette approximation soit valable, la longueur du barrage le long de cette 3^{ème} dimension doit représenter 2 à 3 fois la longueur de l'arc de rupture, cette hypothèse étant faite, on trace sur une coupe transversale du barrage plusieurs cercles de glissement et on cherche le cercle le plus critique c'est-à-dire celui qui présente le coefficient de sécurité le plus faible.

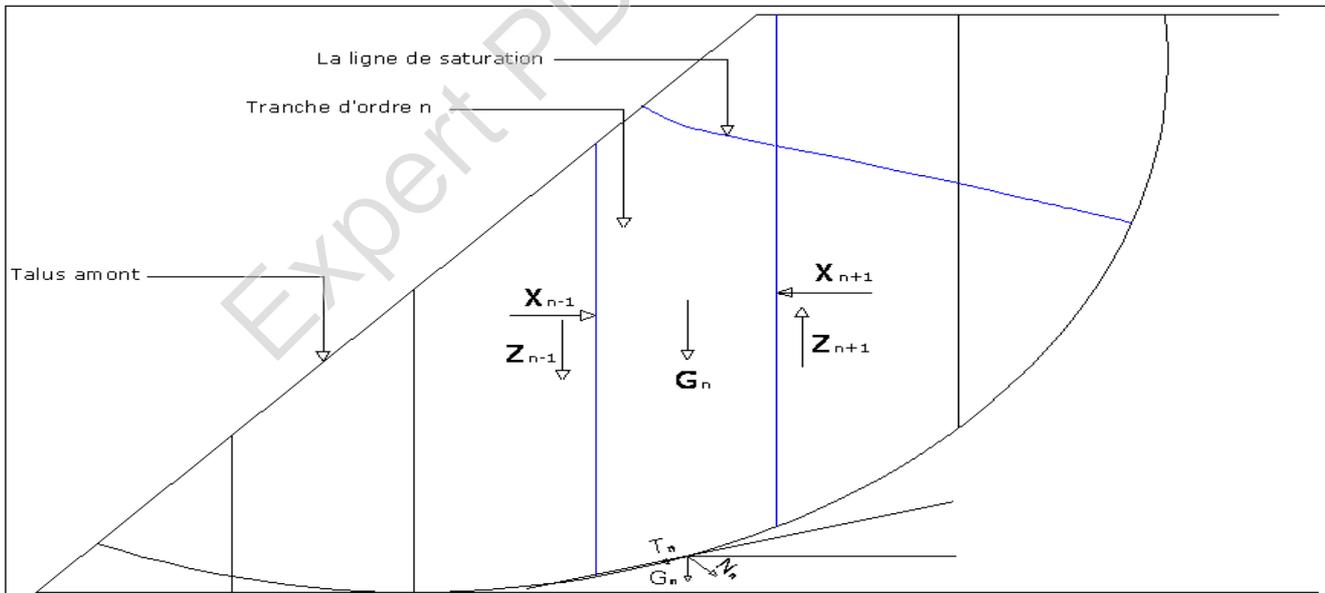


Fig N°VII.1 : Calcul de stabilité, méthode de FELLENIUS.

Telque :

G_n : le poids de la tranche.

N_n : la composante normale du poids (G_n) de la tranche ramenée au niveau du cercle de glissement.

T_n : la composante tangentielle du poids (G_n) de la tranche ramenée au niveau du cercle de glissement.

X_n, Y_n : les composantes de l'action de la tranche d'ordre (n-1) sur la tranche (n)

X_{n+1}, Y_{n+1} : les composantes de l'action de la tranche d'ordre (n+1) sur la tranche (n).

Pour simplifier les calculs, FELLENIUS admet les hypothèses suivantes :

1) Au niveau de chaque tranche:

$$X_{n+1} - X_n = 0$$

$$Y_{n+1} - Y_n = 0$$

Ce qui revient à dire qu'il n'y a pas d'interaction.

2) La force tangentielle T_n a tendance à entraîner le glissement, elle est motrice.

3) La force N_n est stabilisatrice car elle mobilise le frottement interne, elle crée une force résistante

Le moment des forces résistantes est la somme de celui des forces de frottement et de celles de cohésion s'écrit :

$$\sum(N_n - P).Tg(\varphi).R + \sum C.dl.R. \dots\dots\dots(VII.1)$$

Tel que : $P = U.dl \dots\dots\dots(VII.2)$

U : la pression interstitielle,

dl : longueur en arc de la tranche.

R : rayon du cercle de glissement.

φ : angle du frottement.

C : la cohésion.

Le moment des forces motrices s'écrit :

$$\sum T_n.R = R. \sum T_n. \dots\dots\dots(VII.3)$$

Le coefficient de sécurité F est défini comme le du moment résistant au moment moteur :

$$F = \frac{\sum(N_n - P).Tg(\varphi) + C.dl}{\sum T_n} \dots\dots\dots(VII.4)$$

En tenant compte de séisme le coefficient de sécurité devient :

$$F = \frac{\sum(N_n - P).Tg(\varphi) + C.dl}{\sum T_n + \frac{a.G_n.d_n}{R}} \dots\dots\dots(VII.5)$$

Tel que :

a : Le coefficient de la séismicité.

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

VII.3.Ordre de calcul

VII.3.1. Détermination du centre de glissement par la méthode de FANDEEV

- 1) Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- 2) Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
- 3) Tracer les arcs des cercles de rayons R₁ et R₂ avec :

$$R_1 = K_1 \cdot H_b$$

$$R_2 = K_2 \cdot H_b$$

H_b : Hauteur totale du barrage.

(K₁-K₂) : sont déterminés d'après le Tableau VII.2 en fonction de pente de talus.

Tableau N°VII.2: valeurs de K₁, K₂ en fonction de pente de talus.

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
K ₁ = R ₁ /H _b	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
K ₂ = R ₂ /H _b	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

Pour notre cas :

Tableau N°VII.3 : Les rayons des cercles de glissement.

talus	Pente du talus	K ₁	K ₂	R ₁ (m)	R ₂ (m)
Amont	3	1,0	2,3	16.3	37,49
Aval	2,5	0,875	2,025	14,2625	33,0075

Le centre des rayons étant le point « B »

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

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur b=0.1R, pour le talus aval, les tranches se trouvant à droite dans le sens du glissement sont numérotées négativement, celles de gauche positivement contrairement au talus amont.

VII.3.2. Les efforts agissants sur une partie de glissement

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

- 1) Poids de la tranche « G ».
- 2) Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
- 3) Forces de pressions interstitielles (U).
- 4) Forces de Cohésion.
- 5) L'effort du séisme.

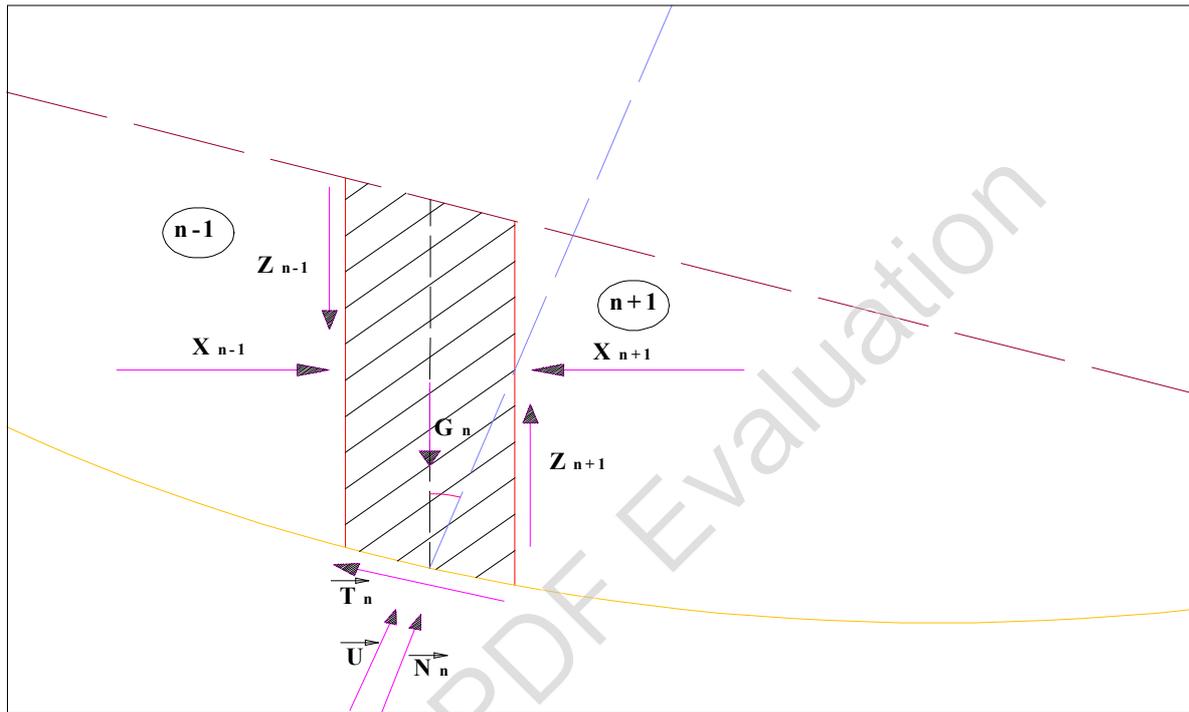


Fig N°VII.2 : Les forces qui agissent sur une tranche.

VII-3.3.Calcul des forces appliquées à chaque tranche

A) Force de pesanteur :

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

La formule s'écrit : $G_n = b (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2)$(VII.6)

h_1, h_2 : hauteurs des tranches.

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

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

b : largeur de la tranche.

Cette force a deux composantes :

$-N_n = G_n \cdot \cos \alpha$: qui est une force normale stabilisatrice.

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

Avec : $\text{Sin}(\alpha) = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{\text{nombre.total.des.tranches}}$ (VII.7)

$\text{Cos}(\alpha) = \sqrt{1 - \text{Sin}^2\alpha}$ (VII.8)

Pour le cas d'une vidange rapide on utilise pour le calcul du poids de la tranche le poids volumique déjaugé, $\gamma' = (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)$(VII.9)

Avec : γ_{sat} : le poids volumique déjaugé.

γ_w : le poids volumique de l'eau, $\gamma_w = 1\text{T/m}^3$.

b) Forces de pression interstitielles :

Dans le cas ou le réservoir est plein la force de pression interstitielle se calcule comme suit :

$P = U.dl = \gamma_w . h . dl$ (VII.10)

Avec :

U : pression interstitielle.

dl : longueur en arc de la tranche.

γ_w : poids volumique de l'eau, $\gamma_w = 1\text{T/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

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

c) Forces de cohésion :

$F_c = C.dl$ (VII.11)

Avec : C : Cohésion du sol considéré.

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

d) Forces dues au séisme :

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

$T = a . G_n$ (VII.12)

Avec : a : Le coefficient de la séismicité (a = 0,25).

G_n : Poids de la tranche.

VII.4. Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

1) Les forces stabilisatrices :

a) Force de frottement :

$F_1 = N_n \text{tg} \varphi - U dl \text{tg} \varphi$ (VII.13)

Avec: φ : Angle de frottement.

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

b) Force de cohésion :

$$F_c = C.dl, \text{ Avec : } dl = \frac{b}{\cos(\alpha)} \dots\dots\dots(VII.14)$$

b : largeur de la tranche.

C : Cohésion du sol considéré.

Le moment des forces stabilisatrices par rapport au centre de glissement est donné par:

$$M_s = [(N_n - U)dl \operatorname{tg}\varphi + C,dl] R. \dots\dots\dots(VII.15)$$

M_s : moment des forces stabilisatrices par rapport au centre de glissement

R : rayon du cercle de glissement.

2) Les forces déstabilisatrices (motrices) :

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle au cercle de glissement, elle tend à faire glisser la tranche du talus vers le bas.

Le moment de ces forces par rapport au centre du cercle de glissement est donné par :

$$M = R. \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots(VII.16)$$

Dans le cas d'un séisme il y a une force particulière supposée horizontale qui tend à faire vibrer la tranche du talus. Le moment de cette force est :

$$M_T = a G_n d_n. \dots\dots\dots(VII.17)$$

Avec : M_T : moment des forces de séisme.

a : Le coefficient de la séismicité ($a = 0,25$).

G_n : Poids de la tranche.

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

Remarque : Les moments de toutes ces forces sont calculés par rapport au centre du cercle de glissement.

Les caractéristiques géotechniques des sols :

Elles sont représentées dans le Tableau N°VII.4.

Tableau N°VII.4 : Caractéristique géotechnique.

Paramètres	Unité	Corps du barrage
φ	Degré (°)	15.24°
C	T/m ²	3.2
γ_{sat}	T/m ³	1,76
γ_d	T/m ³	1,49

VII.5. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

1) Retenue pleine (fonctionnement normal) :

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

a) avec effet de séisme :

$$K_s = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \varphi + \sum C d L}{\sum G_n \operatorname{Sin}(\alpha_n) + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots (\text{VII.18})$$

b) Sans l'effet de séisme :

$$K_s = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \varphi + \sum C d L}{\sum G_n \operatorname{Sin}(\alpha_n)} \dots\dots\dots (\text{VII.19})$$

2) Retenue vide (fin de construction) :

Pour le cas d'une retenue vide la pression interstitielle est nulle ($p = 0$), on vérifie la stabilité avec et sans l'effet du séisme.

R : rayon du cercle de glissement.

a) avec effet de séisme :

$$K_{as} = \frac{\sum G_n \operatorname{Cos} \alpha_n \operatorname{tg} \varphi + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \operatorname{Sin} \alpha_n + \frac{\sum a G_n d_n}{R}} \dots\dots\dots (\text{VII.20})$$

b) Sans l'effet de séisme :

$$K_{ss} = \frac{\sum G_n \operatorname{Cos} \alpha_n \operatorname{tg} \varphi + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \operatorname{Sin} \alpha_n} \dots\dots\dots (\text{VII.21})$$

3) Calcul du K_s pour le cas de vidange rapide :

K_s est calculé seulement pour le talus amont. Et dans ce cas on calcule le poids de la tranche à l'aide du poids volumique déjaugée du matériau γ' .

a) Avec effet de séisme :

$$K_{as} = \frac{\sum (G_n \operatorname{Cos} \alpha_n) \operatorname{tg} \varphi + \sum C d l}{\sum G_n \operatorname{Sin} \alpha_n + \sum a \frac{G_n d_n}{R}} \dots\dots\dots (\text{VII.22})$$

b) Sans effet de séisme :

$$K_{ss} = \frac{\sum G_n \operatorname{Cos} \alpha_n \operatorname{tg} \varphi + \sum C d l}{\sum G_n \operatorname{Sin} \alpha_n} \dots\dots\dots (\text{VII.23})$$

Les résultats de calcul de stabilité sont représentés dans l'Annexe D, pour les différents rayons.

Tableau N°VII.5 : Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

CAS DE SOLLICITATION		COEFFICIENT DE SECURITE	
		Sans séisme ($K_{ss,adm} = 1.15 - 1.1$)	Avec séisme ($K_{s,adm} = 1.1 - 1.05$)
Fin de construction	Talus aval		
	R1=29,50 m	2,32	1,31
	R2=33,92 m	2,27	1,28
	R3=36,86 m	2,26	1,25
	R4=37,51 m	2,29	1,3
	R5=38,85 m	2,29	1,3
	Talus amont		
	R4=29,32 m	2,10	1,18
	R2=36.00m	2,75	1,47
	R5=37,60 m	2,38	1,26
	R1=42,43 m	2,80	1,50
R3=43,35 m	2,45	1,32	
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R1=29,50 m	2,32	1,31
	R2=33,92 m	2,27	1,28
	R3=36,86 m	2,16	1,21
	R4=37,51 m	2,29	1,30
R5=38,85 m	2,29	1,28	
Vidange rapide	Talus amont		
	R4=29,32 m	3,92	2,13
	R2=36.00m	4,34	2,34
	R5=37,60 m	3,03	1,71
	R1=42,43 m	4,39	2,39
R3=43,35 m	3,24	1,83	

Conclusions et recommandations

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme. Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

On a calculé la stabilité des talus en utilisant les caractéristiques géotechniques (ϕ_u, C_u) non drainé qui nous donne la stabilité à courte terme, pour calculer la stabilité à long terme il faut utiliser les caractéristiques géotechniques (ϕ', C') drainé.

Introduction

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

Les ouvrages annexes prévus pour le retenu seront.

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

CHOIX DES VARIANTES

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

VIII.1.Ouvrage de Prise d'eau

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

VIII.1.1.Type de prise**a) Prise d'eau en charge :**

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton.

Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de commande au pied aval de la digue, Ces inconvénients majeurs sont le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

b) Prise d'eau flottante :

Les fonctions de prise et de vidange sont séparés, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante, son inconvénient est celui du coût important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

c) Tour de prise :

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

VIII.1.2.Choix de la variante

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

VIII.2.Ouvrage de vidange

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

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

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

VIII.2.1Type de vidange**a) Conduite de vidange en charge :**

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

b) Conduites à écoulement libre :

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

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

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

VIII.2.2. Choix de la variante

Pour des raisons pratiques et économiques, il a été préférable d'associer l'ouvrage de vidange à celui de prise d'eau.

Le tracé de la vidange de fond empruntera celui de la dérivation provisoire

❖ Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite

- Il faut faire des protections en amont et à l'aval pour éviter le colmatage et les affouillements.
- Prévoir une bonne assise pour la conduite.
- Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction des types des conduites, de leurs diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké.

Quelques dispositifs minima de vidange qu'ont doit tenir en compte sont donnés dans le Tableau N°VIII.1.

Tableau N°VIII.1 : type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{v}$

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

VIII. 3.Ouvrage de dérivation provisoire

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues d'eau pendant la construction.

VIII.3.1 Type d'ouvrage de dérivation provisoire

a) Galerie de dérivation :

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage est qu'il évite l'interférence avec les failles et la construction du barrage proprement dit.

b) Conduite de dérivation :

La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité, mais plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton fondations.

c) Canal de dérivation :

Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges ou les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.

VIII.3.2. Choix de la variante

En fonction des conditions topographique, géologiques, géotechniques et hydraulique, la dérivation se fait par une galerie et deux batardeaux.

ETUDE DES VARIANTES CHOISIES

VIII.4 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange

VIII.4.1 Calcul du débit de vidange

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots\dots\dots (VIII.1)$$

V_u : volume utile en [m³].

T : temps de vidange en seconde estimé à 10 jours.

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

A.N :
$$Q_{vf} = \frac{0,19953 \cdot 10^6}{10 \cdot 86400} + \frac{0,349 \cdot 10^6}{30,06 \cdot 10^6} = 0,19 \text{ m}^3/\text{s}$$

$Q_{vf} = 0.19 \text{ m/s}$

VIII.4.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et sa diamètre

On a:
$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \dots\dots\dots (VIII.2)$$

D'ou:
$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}} \dots\dots\dots (VIII.3)$$

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m³/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0,8 - 0,85]$.

A.N :
$$S = \frac{0,19}{0,8 \cdot \sqrt{2g \cdot 13,95}} = 0,014 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera :
$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,014}{\pi}} = 0.133\text{m}$$

On prend un diamètre normalisé : **$D_{vf} = 150 \text{ mm}$**

- **Correction du coefficient de débit μ :**

On a :
$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \dots\dots\dots (VIII.4)$$

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

- **Coefficients des pertes de charge linéaires:**

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad \text{Avec :} \quad \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

λ : Coefficient de perte de charge.

n : Coefficient de rugosité [$n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot s$].

D : Diamètre de la conduite [$D = 150 \text{ mm}$].

l : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 104 \text{ m}$).

A.N : $\lambda = 0.046, \quad \sum \xi_I = 31.9\text{m}$

Coefficient des pertes de charge singulières:

On a : $\xi_{entrée} = 0,5, \quad \xi_{sortie} = 1, \quad \xi_{vannes} = (0,1 + 0,1) = 0,2$

Donc :
$$\sum \xi_s = 1,2 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (31,9 + 1,7)}} = 0,17$$

$$S = \frac{0,19}{0,17 \cdot \sqrt{2g \cdot 13,95}} = 0,07\text{m}^2$$

D’ou :
$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,07}{\pi}} = 0,3 \text{ m}$$

$D_{vf} = 300 \text{ mm}$

VIII.5. Dimensionnement de la prise d’eau

Le diamètre de la conduite de prise d’eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D’après la regularisation , le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

$V_{max} = 0,047 \text{ Mm}^3$

Donc :
$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} = \frac{0,047 \cdot 10^6}{31 \cdot 54000} = 0,03 \text{ m}^3/\text{s}$$

T : Temps de prise ($T = 31 \text{ jours}$).

$$Q_{max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \dots\dots\dots (VIII.5)$$

μ : coefficient de débit : $\mu = 0.3$

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval.

A.N
$$S = \frac{0,03}{0,3 \cdot \sqrt{2g \cdot 8,95}} = 0,008 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,008}{\pi}} = 0,1 \text{ m} \qquad \qquad \qquad \mathbf{D = 100 \text{ mm}}$$

***Correction du coefficient de débit μ :**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_l}}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc :
$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D}$$

AN :
$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{0,046 \cdot 104}{0,1} = 55,02 \text{ m}$$

Donc :
$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 55,02}} = 0,13$$

$$S = \frac{0,03}{0,13 \cdot \sqrt{2g \cdot 8,95}} = 0,017 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,017}{\pi}} = 0,147 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : **D = 150 mm**

*** Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau :**

$$V_{con} = \frac{Q_{max}}{S} = \frac{0,03}{0,017} = 1,76 \text{ m/s} \dots\dots\dots \text{(VIII.6)}$$

VIII.6. Dimensionnement de dérivation provisoire

Le débit maximum de cette crue est $Q_{max}=45 \text{ m}^3/\text{s}$

*** Calcul hydraulique de galerie :**

L'écoulement sera régi par la formule de CHEZY: $Q = S \cdot C \cdot \sqrt{RI} \dots\dots\dots \text{(VIII.7)}$

$I = 0,007$ La hauteur d'eau dans la galerie (**h**) :

$h = (r - 1 - \cos \frac{\theta^0}{2}) \dots\dots\dots \text{(VIII-8)} \quad ; \quad \theta^0 = 2 \cdot \text{Arc cos} \left(1 - \frac{h}{r} \right) \dots\dots\dots \text{(VIII-9)}$

$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z} \dots\dots\dots \text{(VIII-10)} \quad ; \quad Z = (H + L \cdot I) - \frac{D}{2} \dots\dots\dots \text{(VIII-11)}$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i + \frac{\lambda \cdot l}{D}}} \dots\dots\dots (VIII-12)$$

$$\sum \xi_i = \xi_{entrée} + \xi_{sortie} \dots (VIII-13) ; \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots (VIII-14)$$

Tableau VIII.2 : Résultats de laminage.

D (m)	2	2.5	3	3.5
Z (m)	5.94	5.71	5.46	5.21
Q (m³/s)	19.13	30.06	43.06	58.06

***Batardeau :**

Le batardeau est prévu d’être de même type que la digue.

-La revanche est prise égale à 1m. ; $b = 1,65 \cdot \sqrt{H_{bat}}$

..... (VIII-15)

En résumé les résultats de (H_{bat}), et de (b) dans le tableaux suivant :

Tableau N°VIII.3 : résultats de (H_{bat}), et (b).

Diamètre de la galerie (m)	Hauteur du batardeau (m)	Largeur en crête (m)
2.5	7.80	4.61
3	3.24	2.97
3.5	1.79	2.21

Conclusion

La conduite de prise d’eau a un diamètre de (150 mm),Le prélèvement des eaux se fait à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort (257,9mNGA).

Les organes de commande seront regroupés avec ceux de la vidange (500 mm) au pied aval .

La dérivation a un diamètre de (2.5m) .

Le Batardeau sera incorporé dans le corps du barrage, avec une hauteur du batardeau qui est de (8m) qui a une crête de (5m) de large et des pentes de talus qui sont de (3) .

Introduction:

Le rôle de l'évacuateur de crues est de stabilisé le niveau de la retenue à la côte normale (266,95m NGA) on évacuant le surplus qui arrive sous forme de crues ou d'apports continus.

Les paramètres hydrauliques ont été dimensionnés pour la crue centennale.

CHOIX DE LA VARIANTE

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

IX.1.Critères de choix de l'évacuateur de crue

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

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

IX.2.Différents types des évacuateurs de crues**a) L'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral :**

Fonctionne à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

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

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

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

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

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

Ces inconvénients sont :

Son inconvénient est la difficulté de modification.

IX.3. Choix de la variante

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

Pour des raisons topographiques et notamment l'accessibilité sur la crête de la digue, dans notre étude nous optons pour un évacuateur de surface a entonnement frontal sur la rive gauche.

ETUDE DE LA VARIANTE CHOISI

IX.4. Dimensionnement hydraulique

Avant de procéder aux calculs hydrauliques, on doit vérifier la fiabilité de l'évacuateur de crues avec sa longueur déversante lors de l'évacuation de la crue centennale.

La charge au dessus de déversoir est acceptable de point de vue que le niveau des plus hautes eaux sera encore inférieur à la crête de la retenue.

Les calculs hydrauliques seront donc établis pour la même largeur déversante (10 m) et pour la même charge ($h_{dév}=0,81$ m) et le même débit déversant (14.34 m³/s).

L'évacuateur de crues comprend les éléments suivants :

- Un canal d'amenée.
- Un seuil déversant pour le control du débit.
- Un ouvrage intermédiaire comprend (chenal- convergeant- coursier).
- Un dissipateur d'énergie.
- Un canal de restitution.

IX.4.1 Canal d'amenée

Le canal d'amenée (canal d'approche) a pour but de canaliser les eaux d'évacuations vers le déversoir en garantissant un écoulement fluvial sur le seuil de déversement.

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}} \dots\dots\dots (IX.1)$$

Q : Débit à évacuer [m³/s].

S_{can} : Section du canal en [m²] et S_{can} = H x b.

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

P : Hauteur de pelle en [m].

h : Lame déversante en [m].

A.N :
$$V_{ap} = \frac{14,34}{10 \cdot (0,81+1,5)} = 0,62 \text{ m/s}$$

$V_{ap} \leq V_{adm}$ tel que V_{adm} compris entre 4,4 et 10m/s donc pas de risque de l'érosion.

IX.4.2 Déversoir

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

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

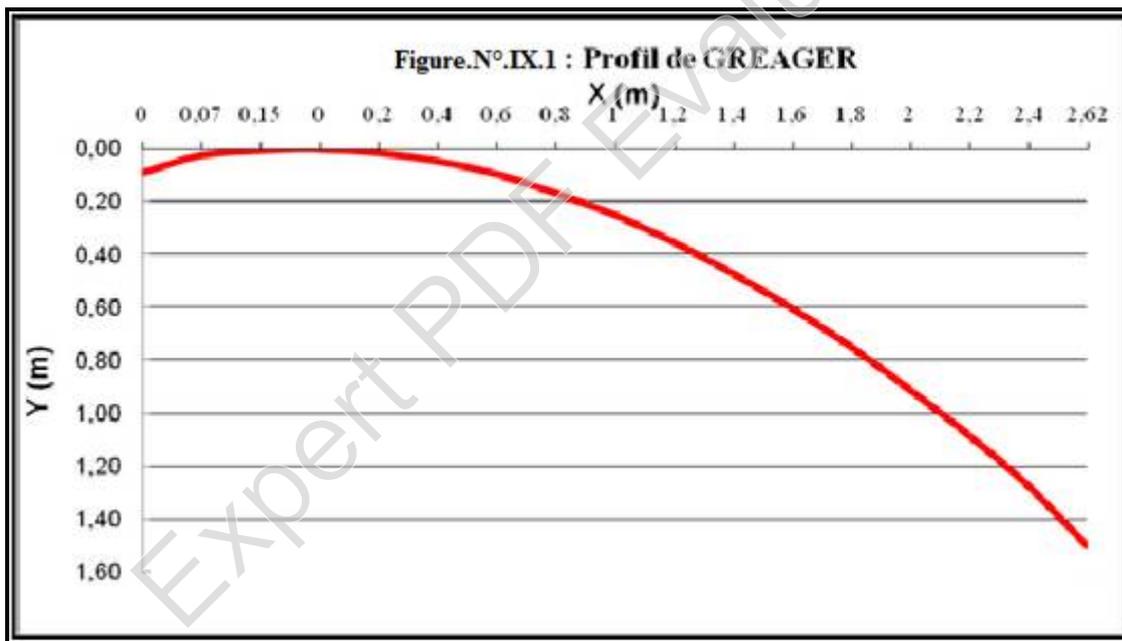
$$Y = \frac{X^{1,85}}{2 \cdot H^{0,85}} \dots\dots\dots (IX.2)$$

H : Charge sur le déversoir en [m].

Les coordonnées du déversoir sont données dans le Tableau N°IX.1, et le profil du déversoir est représenté dans la Figure N°IX.1.

Tableau N°IX.1 : Coordonnés de profil de Creager.

X (m)	0	0,07	0,15	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,2	2,4	2,62
Y (m)	0,09	0,03	0,01	0,00	0,01	0,05	0,10	0,17	0,25	0,35	0,47	0,60	0,75	0,91	1,09	1,28	1,50



IX.4.3.Chenal d'écoulement

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

La longueur du chenal est égale à 14,54m.

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

- profondeur critique : $Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b}\right)^2}$ (IX.3)

Ou :

Q : débit de projet laminé (Q = 14,34 m³/s);

b : la largeur de déversoir.

A.N :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9,81} \cdot \left(\frac{14,34}{10}\right)^2} = 0,89\text{m}$$

- pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2}$$
 (IX.4)

Avec :

R_H : rayon hydraulique en [m];

I : pente en [m/m];

S : section mouillée;

K : coefficient de Manning –Strickler (K = 71)

Pour une section rectangulaire

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

A.N :

$$I_{cr} = \left[\frac{14,34 \cdot (10 + (2 \cdot 1,18))^{2/3}}{71 \cdot (10 \cdot 0,89)^{5/3}} \right]^2 \cdot 100\% = 0,31\%$$

I_{cr} = 0,31% > I_{ch} = 0.1%, donc la condition est vérifiée

IX.4.4.Calcul du convergent

a) Le largeur initiale (Bc) et finale (b_c).

- ✓ La largeur initiale doit toujours correspondre à la longueur totale du déversement (b_d = B_c).
- ✓ La largeur finale (b_c) devra lier l'optimisation du coursier avec des recommandations de Sevchenko.

b) Longueur du chenal (Lc).

- ✓ La longueur devra lier la disponibilité de l'espace topographique avec les recommandations de Sevchenko.

c) La pente de fond (i₀).

- ✓ Dans les transitions subcritiques, il est recommandé i₀ = 0, pour qu'il existe des méthodes pour sa conception.

La longueur du convergeant est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (B_c - b_c) \dots\dots\dots (IX.6)$$

Tel que :

B_c : est la largeur au plafond du bief amont

b_c : est la largeur au plafond de la section de contrôle

A.N :

$$L = 2,5 (10 - 5) = 12.5 \text{ m}$$

Recommandations de Sevchenko pour le dimensionnement du convergent :

$$0.39 \leq \frac{b_r}{B_T} \leq 0.87 \text{ Condition à respecter:}$$

$$8.5^\circ \leq \theta \leq 23^\circ$$

Tel que : $\theta = \arctan \frac{B_c - b_c}{2L_{con}} \dots\dots\dots (IX.7)$

AN :

$$0.39 \leq \frac{b_r}{B_T} = \frac{10-5}{10} = 0.5 \leq 0.87 ,$$

$$\theta = \arctan \frac{10-5}{2.12.5} = 11,3^\circ ,$$

Les deux conditions sont vérifiées

IX.4.5 Le coursier

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

01- Largeur du coursier :

Elle est donnée par :

$$B = Q^{0.4} \text{ (m)} \dots\dots\dots (IX.8)$$

A.N: $B = 14,34^{0.4} = 2,9 \text{ m}$

On prend **B= 5 m**

02- Longueur du coursier :

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 74 m

03- La profondeur critique :

La condition de l'état critique est : $\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1 \dots\dots\dots (IX.9)$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}} \dots\dots\dots (IX.10)$$

B : est la largeur du coursier égale a 3 m.

A.N : $h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{14,34^2}{g \cdot 5^2}} = 0,893m$

04- Pente critique :

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

(IX.11)

S_{cr} : Section critique (m²).

R_{cr} : Rayon critique (m).

C_{cr} : Coefficient de CHEZY

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

(IX.12)

A.N : $S_{cr} = B \cdot h_{cr} = 5 \cdot 0,893 = 4,465 \text{ m}^2$

$P_{cr} = B + 2 \cdot h_{cr} = 5 + 2 \cdot 0,893 = 6,786 \text{ m}$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = \frac{4,465}{6,786} = 0,66 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{0,014} \cdot 0,66^{1/6} = 66,65$$

Donc :

$$I_{cr} = \left(\frac{15,33}{66,65 \cdot 4,465 \cdot 0,66^{1/2}} \right)^2 \cdot 100\% = 0,3\%$$

$$I_{coursier} = 0,23 > I_{cr} = 0,3\%$$

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

Tableau N°IX.2 : Caractéristique du canal.

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Y _N	Y _C	Régime	L _{bief} (m)
14.34	71	0,23	0,223	0,893	NT	74

Tableau N°IX.3 : Calcul de la ligne d'eau.

Section	Abscisse	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)	J (m/m)
Amont	0	7.40	0.89	1,00	1.34	3.07
1	7.40	7.40	0.38	3.60100	2.84	42.07
2	14.80	7.40	0.31	4.88	4.01	80.26
3	22.20	7.40	0.27	6.01	5.15	80.26
4	29.60	7.40	0.26	6.36	5.52	124.79
5	37.00	7.40	0.24	7.17	6.41	140.84
6	44.40	7.40	0.24	7.17	6.41	182.13
7	51.80	7.40	0.23	7.65	6.96	208.88
8	59.20	7.40	0.23	7.65	6.96	208.88
9	66.60	7.40	0.22	8.17	7.36	241.05
Aval	74.00	7.40	0.22	8.17	7.36	241.05

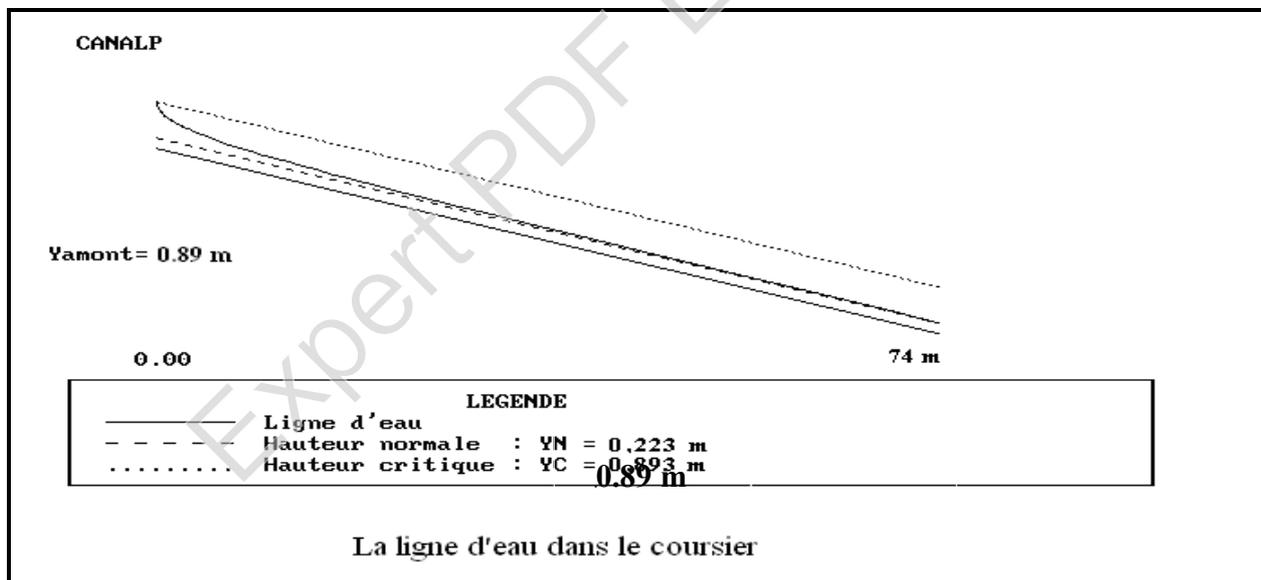


Figure N°IX.2: La ligne d'eau dans le coursier.

On a :
$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g h_c}} \dots\dots\dots (IX.13)$$

Où : Fr : nombre de Froude.

V : Vitesse de sortie du coursier.

Tel que : $V = \frac{Q}{S}$ (IX.14)

AN : $V = \frac{14,34}{5 \cdot 0,22} = 13,04 \text{ m/s}$
 donc $Fr = 8,65$

IX.4.6. 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 la vitesse, on a :

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

Froude est supérieur à 4.5, cela veut dire que le ressaut va se produire nettement. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée ne dépasse pas 15 m/s, alors le bassin de dissipation est de type II.

Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut donc il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes (voir Annexe "E")

IX.4.7. Dimensionnement du bassin

De l'abaque de l'Annexe E On a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 11,00 \quad \text{Et on a aussi} \quad Y_1 = 0,22$$

Donc :

$$Y_2 = 11,00 \cdot 0,22 = 2,42 \text{ m}$$

✓ **Largeur du bassin :**

De l'abaque de l'Annexe E on a :

$$\frac{L_{bas}}{Y_2} = 2,61$$

Donc : $L_{bas} = 2,61 \times 2,42 = 6.32 \text{ m.}$

On prend $L_{bas} = 6.5 \text{ m}$

✓ **Dimensionnement des blocs Chicane :**

On a :

$$\frac{h_2}{Y_1} = 2,00 \quad ; \quad \frac{h_4}{Y_1} = 2,00$$

- La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 0,22 \text{ m.}$
- La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 0,22 \text{ m.}$
- Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 0,22 \text{ m.}$
- Hauteur du seuil denté : $h_2 = 2 Y_1 = 0,44 \text{ m.}$
- La largeur d'une dent : $l_2 = 0,75 h_2 = 0,33 \text{ m.}$
- Espacement entre deux dents : $e_2 = 0.75 h_2 = 0,33 \text{ m.}$

IX.4.8. Canal de restitution

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1 et une pente $I_c = 0,6 \%$ a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

✓ **La hauteur critique :**

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K \dots\dots\dots (IX.15)$$

Avec: $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}}$ et : $\sigma = \frac{K \cdot m}{b}$ [m = 1,5].

Donc : $K = \sqrt[3]{\frac{14,34^2}{g \cdot 7^2}} = 0,71$ et $\sigma = \frac{0,71 \cdot 1,5}{7} = 0,15$

D'où : $h_{cr} = \left(1 - \frac{0,15}{3} + 0.015 \cdot 0,15^2 \right) \cdot 0,71 = 0,69 \text{ m}$

✓ **Pente critique :**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots (IX.16)$$

$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr}$ Donc : $S_{cr} = 5,14 \text{ m}^2$

$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2}$ Donc : $P_{cr} = 7,95 \text{ m}$

$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr}$ Donc : $R_{cr} = 0,65 \text{ m}$

$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6}$ Donc : $C_{cr} = 66,48$

$$I_{cr} = \frac{14,34^2}{5,14^2 \cdot 66,48^2 \cdot 0,65} \cdot 100\% = 0,23\%$$

✓ **La profondeur normale :**

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le « CANALP ».

$$h_n = 0.529 \text{ m}$$

✓ **La vitesse de l'écoulement :**

$$V = Q/S = C\sqrt{RI} \dots\dots\dots (IX.17)$$

A.N.: $V = 66.48 \cdot \sqrt{0,65 \cdot 0,006} = 4,15 \text{ m/s}$

$V \geq V_{adm}$ (1,8 à 2,2) m/s ; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

IX.5. 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'apparition des phénomènes hydrauliques pour prévoir la hauteur finale des bajoyers.

IX.5.1. Hauteur des murs bajoyers

1. Hauteur des murs à l'entrée du déversoir :

On a : $h_m = h_e + r \dots\dots\dots (IX.18)$

h_m : Hauteur des murs bajoyers en [m].

h_e : Lamme d'eau sur le déversoir [m].

r : Revanche de sécurité (m) donnée par [$r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$].

A.N.: $V = \frac{14,34}{10.0,728} = 1,97 \text{ m/s}$ donc : $r = 0.78 \text{ m.}$

$$h_m = 0,728 + 0,78 = 1,51 \text{ m}$$

2. Hauteur des murs du chenal :

Sur le long du chenal d'écoulement, la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête de la retenue.

3. Hauteur des murs au début du coursier :

On a : $h_m = h_e + r$ et $r = 0.61 + 0,14 V^{1/3}$

$V = \frac{14,34}{5.0,89} = 3,22 \text{ m/s}$ donc : $r = 0.81 \text{ m.}$

$$h_m = 0,89 + 0,81 = 1,70 \text{ m}$$

4. Hauteur des murs a la fin du coursier :

On a : $h_m = h_e + r$ et $r = 0.61 + 0.14 V^{1/3}$

$$V = \frac{14,34}{5,0,22} = 13,04 \text{ m/s} \quad \text{donc :} \quad r = 0.93 \text{ m}$$

$$h_m = 0,22 + 0,93 = 1,15 \text{ m.}$$

5. Hauteur des murs dans le bassin de dissipation :

On a: $h_m = h_e + r$ et $r = 0.61 + 0.14 V^{1/3}$

$$V = \frac{14,34}{5,2,42} = 1.18 \text{ m/s} \quad \text{donc :} \quad r = 0.75 \text{ m}$$

$$h_m = 2,42 + 0,75 = 3,17 \text{ m.}$$

Remarque :

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0.2m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues. Ces murs assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

Conclusion

Le type d'évacuateur de crue est évacuateur de surface a entonnement frontal avec une hauteur des murs bajoyers a l'entrée du déversoir est de 1,51m de début et fin de coursier sont de 1,7m et 1,15m et de bassin de dissipation de 3,17m.

Pour le chenal d'écoulement la hauteur des murs bajoyers doit atteindre la crête de la retenue et sa longueur est de 14,54m.

Expert PDF Evaluation

Expert PDF Evaluation

Introduction

L'objectif de l'organisation de chantier est de réaliser l'ouvrage au moins dans les délais et avec le moindre coût.

La réalisation des barrages nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques (modernes et rentables) destinés à excaver transporter, niveler et compacter les matériaux.

Le délai de construction de l'aménagement hydraulique peut être change et cela en fonction des moyens de l'entreprise de construction.

Le passage des crues de chantier a été prévu à travers la vidange de fond.

Il est préférable de réaliser la digue pendant la période sèche de l'année, c'est pour cette raison que l'on n'a pas prévu un ouvrage de dérivation.

X.1 Travaux préparatoires

- Installation du chantier, parc à matériel, dépôts pour les matériaux de construction, base de vie pour les ouvriers.
- Mise en place des pistes et accès au site.
- Implantation des axes (digue, ouvrage annexes)
- Préparation des zones d'emprunts.
- Préparation de la fondation de la réalisation de la digue
- Déboisement de la cuvette, décapage de la couche végétale du site du barrage

X.2 Réalisation de la vidange de fond et la prise d'eau

La vidange de fond est une conduite en acier enrobée de béton, de diamètre (500mm), munie de redans anti renards, prise d'eau est une conduite en acier est faite par simple piquage à l'aval. Il est préférable en premier lieu de construire la vidange de fond pour évacuer les débits de chantier, elle doit être terminer avant le début de la réalisation du corps de la digue.

Etapas de réalisation :

- Excavation de la tranchée le long de la trace de la vidange de fond à l'aide d'une pelle mécanique.
- Préparation et mise du béton de propreté pour les conduites le long de la trace.
- Pose des conduites (montage).
- Réalisation du remblai déverse en argile.
- Exécution de la prise d'eau.

- Exécution du cambre des vannes et montage des vannes.
- Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

X.3 Réalisation de l'évacuateur de crue

Etapes de réalisation:

- Exécution de la fouille de l'évacuateur le long de la trace à l'aide de pelles mécaniques ou de (bulldozers).
- Aménagement du fond du canal.
- Aménagement des filtres, béton de propreté et des drains.
- Coffrage, ferrailage, bétonnage, blocs par blocs et mise des joints.
- Protection en enrochement à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

X.4 Réalisation du corps de la digue

- 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 du barrage, et mise en place du prisme de drainage (drain de pied).
- Mise en place de revêtement des talus;
- Mise en place des équipements hydromécaniques;
- Travaux de finition, revêtement de la crête de la digue et de route d'accès....

X.5 Recommandation pour l'exécution de la digue

La digue homogène en argile doit être compacte en plusieurs couches avec soins afin d'assurer des couches homogènes et continues.

La mise en place de la terre argileuse comprend les opérations suivantes :

- Le nivellement, le déchargement, l'épandage, l'humectage jusqu'à la teneur en eau optimale et le compactage successives.
- Le compactage doit être effectué par couches dont l'épaisseur varie entre 15 à 70 cm sous l'action de compacteur pneumatique ou bien mixte.
- Avec la baisse de l'humidité naturelle pendant la saison d'été, il faut

Augmenter la quantité d'eau pour l'humidification par arrosage du remblai.

- Aussi durant la construction, il faut veiller à un bon ancrage de la partie inférieure de la digue dans le substratum pour éviter les risques d'infiltration.

X.6 Contrôle de compactage

Le contrôle consistera à s'assurer que les caractéristiques des matériaux sont respectés conformément aux essais préliminaires notamment de maintenir la teneur en eau optimale, la densité sèche optimale, type d'engin à utiliser nombre de passes de rouleaux etc. ...

Il portera sur les points suivants:

- Contrôle de l'homogénéité en teneur en eau des matériaux répandu avant le compactage.
- Contrôle de la vitesse et du nombre de passage au rouleau compacteur.
- Mesure et contrôle de la densité sèche après compactage.

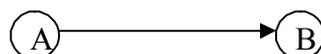
X.7 Planification

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.

La technique de planification utilisée dans notre projet est la méthode basée sur le 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 a ainsi utilisé le réseau à nœuds, l'opération est représentée par des nœuds et la succession des opérations par des flèches.



Ce réseau indique que l'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

X.8 Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ; DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ; DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale et :

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

X.9 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau N°X.1: 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
---	---	---

L'organigramme des opérations est donné par la figure (X.1).

X.10 DETERMINATION 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 (N°X.2).

Tableau N°X.2: Détermination des chemins critiques.

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	1	0	1	0	1	0
B	1	1	2	1	2	0
C	2	2	4	2	4	0
D	2	5	7	5	8	1
E	3	7	10	8	11	1
F	1	4	5	4	5	0
G	2	5	7	5	7	0
H	1	7	8	7	8	0
I	4	8	12	8	12	0
J	1	2	3	2	3	0
K	2	3	5	3	7	2
L	3	10	13	11	14	1
M	1	5	6	7	12	6
N	2	12	14	12	14	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire Draia est égal à 14 mois

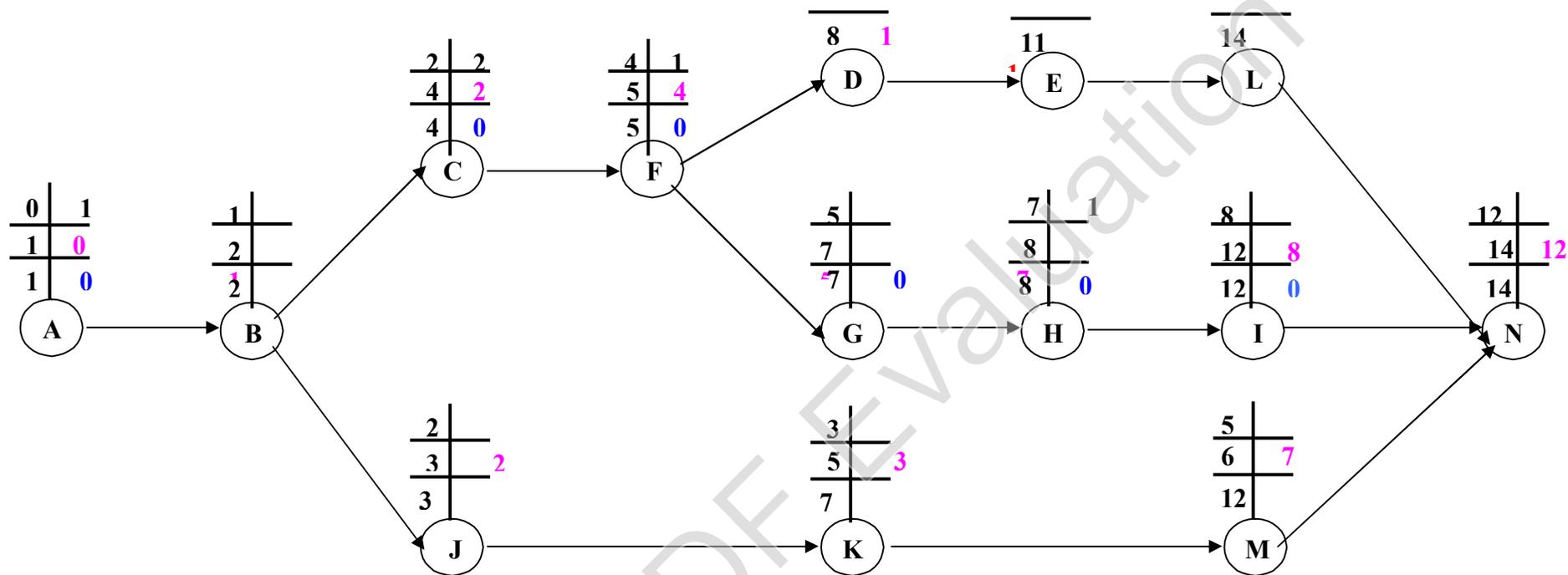


Figure X.1: Réseau à nœud

X.11 Devis estimatif

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, comme il est représenté dans le tableau suivant :

Tableau N°X.4: Le devis estimatif et quantitatif.

Désignation		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
Décapage de la terre végétale	La digue	m3	3521,07	160	563371,2
Térassage mécanique	La digue	m3	2802,58	280	1045214,8
	L'évacuateur de crue	m3	917,28		
	Le prise d'eau et vidange de fond	m3	13,05		
Ramblai d'argile	La digue	m3	65457,6	300	19637280
Ramblai en terre meuble	L'évacuateur de crue	m3	547,55	300	165819
	Le prise d'eau et vidange de fond	m3	5,18		
Gravier	La digue	m3	1276,22	1000	1635140
	Le prisme de drainage et tapis filtrant	m3	358,92		
Sable	La digue	m3	663,54	800	821392
	Le prisme de drainage et tapis filtrant	m3	363,2		
Enrochement	Le prisme de drainage et tapis filtrant	m3	2440,28	1200	6848724
	Talus aval	m3	960,68		
	L'évacuateur de crue	m3	12,38		
	Talus amont	m3	2293,93		
Béton de propreté	L'évacuateur de crue	m3	38,29	5000	222050
	Le prise d'eau et vidange de fond	m3	6,12		
Béton armé	La digue	m3	286,7	25000	13910000
	L'évacuateur de crue	m3	246,3		
	Le prise d'eau et vidange de fond	m3	23,4		
Montant total					44683172

Remarque: les prix unitaires sont pres de ANBT

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.

Enfin, 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

CONCLUSION GENERALE :

La région de Mitidja (commune OUED DJER) est dotée d'un régime agricole nécessitant des besoins en eau importants en matière d'irrigation.

Ainsi, notre travail a consisté en l'étude de faisabilité d'une retenue collinaire sur l'oued Tissimlet.

En effet, des campagnes de reconnaissance de terrain ont fait l'objet de plusieurs visites du terrain en guise de prospection.

Aussi, comme le travail l'exige, les conditions géologiques, hydrogéologiques, hydrologiques et technico-économiques, ont été examinées et discutées minutieusement.

Nous sommes parvenus aux résultats suivants :

- Le site étudié présente de bonnes conditions géologiques, hydrologiques avec un apport liquide appréciable.
- La digue de la retenue collinaire sur Oued Tissimlet est une digue dite homogène et sera construite avec l'encrochement et un noyau d'argile.
- Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal sera réalisé sur la rive gauche.
- La stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tout les cas de sollicitation.
- Pour des raisons pratiques et économiques, on a associé l'ouvrage de vidange à celui de prise d'eau.

Les résultats obtenus par le biais de ce travail sont satisfaisants. Donc, le site proposé pour la réalisation de cet ouvrage est favorable tant sur le plan technique que sur le plan économique.

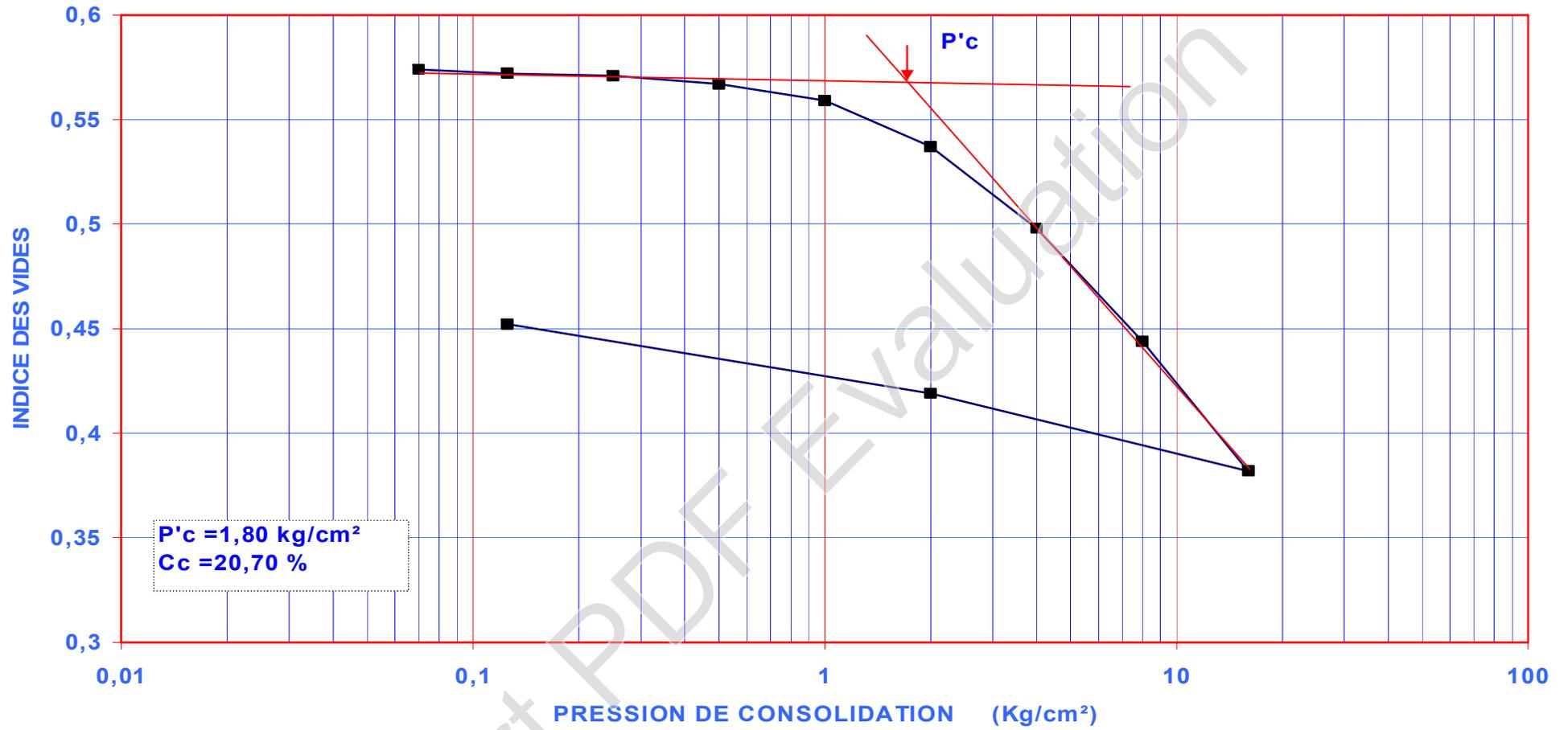
Bibliographie :

- [1] : **AMBARTSOUMIAN.V**
(Recommandations méthodologiques -1994) (pages46-49)
- [2] : **C.I.G.B (Bulletin 53 (1986)**
(CALCUL STATIQUE des barrages en remblai). (page 102)
- [3] : **GERARD PHILIPPONNAT ET BERTRAND HUBERT** (pages78-79)
(Fondations et ouvrages en terre)
- [4] : **M^r. Hassane**
Guide méthodologique de calcul hydraulique de
l'évacuateur de crue à entonnement frontale » (pages12-16)
- [5] : 'Ecole nationale supérieure de l'hydraulique
Blida 1995'.
- [6] : **Jean-Louis DURVILLE et Gilles SÈVE** (page215)
(Stabilité des pentes)
J-M DURAND
- [7] : (Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et équatoriale
'Edition Cemagref'.) (page 89)
- [8] : **LENCASTRE.A**
(Hydraulique générale, EYROLLES-1999). (pages 156-157)
- [9] : **M DUNGLAS**
(cours d'ouvrage d'art 1^{er} 2^{eme} et 3^{eme} partie) (pages36-93-157)
- [10] : **REGLES PARASISMIQUE ALGERIENNES** (page 79)
RPA99/VERSION 2003
- [11] : **R.ROLLEY -Ministère de l'agriculture.**
(Techniques des barrages en aménagement rural -1974). (page140)
- [12] : **VOLKOV.V**
(Guide de la thèse de fin d'études -1986). (page58)

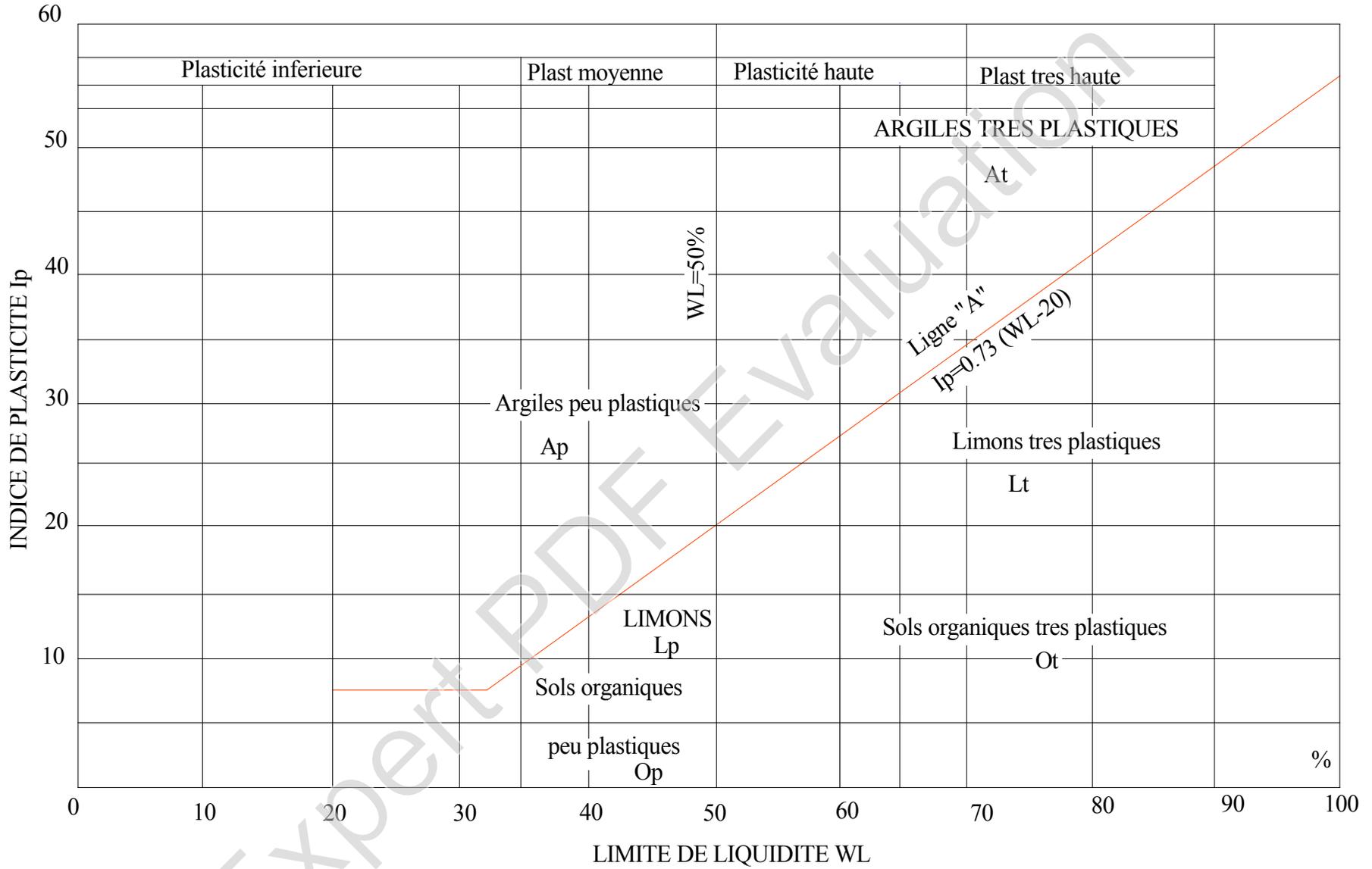
Expert PDF Evaluation

Expert PDF Evaluation

Annexe A.1: Essai de compression à l'Odometre (lit d'oued).



Annexe A.2: L'abaque de CASAGRANDE.



Chapitre X

Organisation du chantier

Annexe B.1: Pluies mensuelles et moyennes annuelles (La station de BOUMEDFAA MF Code : 02-10-17).

Anné	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel	Moyenne
1970	7	170,4	63,7	131,2	27,8	13,9	23,8	89,5	32,2	0	0	0	559,5	559,5
1971	0	57,4	0	79,07	0	13	68,85	50,1	34,6	1	0	3,8	307,8	307,82
1972	22,91	10,6	56,9	79,07	69,73	58,85	68,85	0	56,5	6,4	0	3,8	433,6	433,61
1973	22,91	46,18	24	107,7	107,8	222,2	97,2	64,9	0	14,1	0	0	707	706,99
1974	68,6	16,9	8,5	132,1	0	109,2	228,5	96,3	0	10,2	0	0	670,3	670,3
1975	14,4	136	70,7	0	37,1	68,6	127,4	91,1	41,7	7	0	0	594	594
1976	2,5	0	197,3	66,6	50,7	156,9	66,3	32,7	30,46	17	15,7	16,8	653	652,96
1977	26	87,6	77,1	39,4	48,7	13,1	29,9	56,2	33,2	11,4	0	1,5	424,1	424,1
1978	22,9	21,4	65,5	6,2	69	15,8	72,9	67,3	20,4	4,1	0	0	365,5	365,5
1979	20	82,3	60,7	14,4	33,9	124,8	136,8	28	13,8	10,2	1,4	0	526,3	526,3
1980	77,9	64,8	74,2	39,6	144,3	18,2	72,6	71,5	31,4	1,3	0	2	597,8	597,8
1981	1,2	24	41,5	192,5	18,2	97,3	45,7	61,9	26,4	0	0	9,2	517,9	517,9
1982	1,9	17	7,8	27,7	141,5	74,1	35,6	13,6	38,3	5,8	0	2,4	365,7	365,7
1983	20,8	114,1	133	66,9	1,5	38,2	41,2	6,1	0	0	10,3	0	432,1	432,1
1984	0	6,6	30,4	57,6	89,3	87,9	59,5	42,4	70,4	18,3	0	0	462,4	462,4
1985	16,7	220,9	25,2	130,3	25,2	35,5	118,7	13,1	120,5	0	0	0	706,1	706,1
1986	35,3	4,3	68,5	48,6	52,9	54	163,1	12,3	6	30,3	0,6	0,4	476,3	476,3
1987	21,8	51,2	68,6	206,9	94,7	94,7	35,5	7,6	2,8	5,4	7,9	0	597,1	597,1
1988	7,2	13,7	95,4	44	23,5	24,2	42	28	30,9	32,4	0	2,6	343,9	343,9
1989	31,8	20,8	16,2	211,3	37,1	25	107	49,5	2	14,1	2,3	11,1	528,2	528,2
1990	29	3,9	32,2	211,3	80,6	0	70,3	30,9	48,3	1,6	3,6	0	511,7	511,7
1991	33,8	15	35,7	66,7	97,7	64,2	130	19,3	9	4,9	0	2,9	479,2	479,2
1992	1,3	13,8	8,7	7,4	257,7	46	101,5	81,1	71,3	26,2	4,8	0	619,8	619,8
1993	2	31,1	76,5	84,9	10,9	81,3	22,7	64,8	64,8	20,9	0	4	463,9	463,9
1994	17,8	25,6	34,2	36,6	97,8	57,2	2,7	37,2	7,5	0	0	0,5	317,1	317,1
1995	82,3	32	25,3	47,9	198	76,5	119,1	5,7	0,3	10	0	12,3	609,4	609,4

Chapitre X**Organisation du chantier**

1996	38,8	48,1	44,6	24,5	42,5	102,5	30,1	182,3	19,1	16,7	2,1	3,2	554,5	554,5
1997	35,4	8,8	8,6	25,7	45,7	28,3	10,1	93,8	23,4	0	0,6	44,2	324,6	324,6
1998	14,3	63,7	66,3	65,6	6,8	52,2	23,6	42,9	87,1	0,5	0	0	423	423
1999	44,7	54,9	56,7	25,7	120,4	106,6	98,2	3,6	7	0,4	0	3	521,2	521,2
2000	6,6	4,6	56,2	102,8	2,9	0,5	15,6	12,3	24,4	0	0	0,8	226,7	226,7
2001	10,7	42,2	91,7	9,4	114,2	24,8	0	105	9,9	0	0,4	0,3	408,6	408,6
2002	33,5	41,7	51,8	27,9	44,6	15,7	46,7	24,4	10,1	0,4	6,7	15,7	319,2	319,2
2003	6,2	13,7	88,2	96,8	178	101,6	4,8	75,5	24,2	1,1	0	0	590,1	590,1
2004	16	21,4	75,2	112,2	78,9	33,2	59,5	35,5	40,4	15,6	0	0	487,9	487,9
2005	15,7	17,7	94,6	106,6	73,1	114,1	53,4	20,9	0	0	0	0	496,1	496,1
2006	9,4	68,2	37,5	139,3	143,2	70,3	25	28,3	117,4	0	0	5,5	644,1	644,1
2007	35,4	1,2	56,9	120,6	12,7	0	141,8	85,5	5,8	0	8,2	4,6	472,7	472,7
2008	52	107,2	56,9	102,4	18,2	16,3	72,5	10,5	24,2	13,8	4,3	0	478,3	478,3
2009	9,8	66,3	93,1	67,3	92,5	17,4	85,1	67,4	32,7	0	0	1,4	533	533
2010	29	3,9	32,2	211,3	80,6	0	70,3	30,9	48,3	1,6	3,6	0	511,7	511,7
Moyenne	22,91	46,18	56,9	79,07	69,73	58,85	68,85	47,73	30,46	7,53	1,72	3,8	493,74	493,74

Annexe B.2: Les pluies maximales journalières pour chaque mois (La station de BOUMEDFAA MF Code : 02-10-17).

Anné	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel	Moyenne
------	------	-----	-----	-----	------	-----	------	-------	-----	------	------	------	--------	---------

Chapitre X

Organisation du chantier

1970	7	33,6	17,5	22	7	7,6	8,5	46,6	6,2	0	0	0	46,6	13
1971	0	31	0	25,53	0	4,5	26,31	14,1	32	1	0	3,8	32	11,52
1972	14,93	8,5	21,35	25,53	25,13	18,77	26,31	0	27,8	3,6	0	3,18	27,8	14,59
1973	14,93	21,05	14	26,2	51,8	62,4	26,7	62,4	0	6,1	0	0	62,4	23,8
1974	52,1	10,2	6,7	47,1	0	24,1	57	16,9	0	6,1	0	0	57	18,35
1975	14,4	51,6	23,4	0	18,5	15,4	32,1	61	16,9	7	0	0	61	20,03
1976	1,2	0	51,7	37,6	21,4	49,6	37,4	11,1		10,3	10,8	12,6	51,7	22,15
1977	8,2	35,6	38,3	9	22,4	6,3	28,5	26,1	9,9	11,4	0	1,5	38,3	16,43
1978	21	20,7	19,9	4,3	12,6	5,6	27	18,6	11	4,1	0	0	27	12,07
1979	20	31,2	31,8	8,9	12,4	33,2	69,5	5,4	11,1	4,3	0,8	0	69,5	19,05
1980	45,1	10	15,1	23,5	49,2	8,9	38,2	17	15,1	1,3	0	2	49,2	18,78
1981	0,7	13,5	21,1	67,7	13,1	39,2	19	18,9	11,8	0	0	9,2	67,7	17,85
1982	1,5	7,4	5,5	11,2	24,1	17,5	11,4	6,7	12,7	5,8	0	2,3	24,1	8,84
1983	14,9	34,2	31,9	22,6	1,5	10,5	15,1	2,4	0	0	7,5	0	34,2	11,72
1984	0	3,8	9,2	38,8	30	25,6	18,3	19,2	14,2	16,8	0	0	38,8	14,66
1985	16,7	132,5	8,6	33,2	9	14,5	33,4	5,5	46,5	0	0	0	132,5	24,99
1986	21,3	2,8	53,5	13,2	24,8	17	42,2	5,9	6	30,3	0,4	0,4	53,5	18,15
1987	9,8	22	13,7	43,5	28,4	28,4	10,9	7,6	1,5	2,7	3,6	0	43,5	14,34
1988	5,8	5,2	32,3	19,8	15,3	7,7	32,9	8,2	25	15	0	2,6	32,9	14,15
1989	17,2	7,7	12,1	47,2	9,5	5	58,9	14,3	2	10,6	2,3	8,3	58,9	16,26
1990	10,4	3,9	15,6	47,2	20	0	18,5	7,2	10,2	1	2,8	0	47,2	11,4
1991	14	9,2	14	22,5	51,6	22,6	53,6	8,2	6	3,5	0	2,3	53,6	17,29
1992	1,3	6,1	4,2	5,2	92,6	14,6	31,8	33,8	23,7	9,1	4	0	92,6	18,87
1993	2	25	26	41,5	7,4	47,8	16,5	16,4	16,4	14,6	0	4	47,8	18,13
1994	16,7	18,7	11	19,5	47,7	24,8	2,7	9,3	3,2	0	0	0,5	47,7	12,84
1995	58,2	11,5	18,3	27,9	97,4	32,6	32,1	2,1	0,3	5,1	0	10,2	97,4	24,64
1996	19,4	18,9	27,3	11,7	15,2	20,1	12,9	69,5	7	14,6	0,9	1,5	69,5	18,25
1997	26,5	6	4,3	10,4	21,5	14,5	10,1	23,1	7,4	0	0,6	39,1	39,1	13,63

Chapitre X

Organisation du chantier

1998	10,7	53,4	26,1	26,5	3,1	17,7	5,7	17,4	34,4	0,5	0	0	53,4	16,29
1999	32,5	39,1	14,8	11,7	40,1	36	61,2	3,6	7	0,4	0	2,5	61,2	20,74
2000	3,4	2,5	12,7	31,4	1,5	0,3	7	8,5	19,6	0	0	0,8	31,4	7,31
2001	9,8	15,5	45,8	2,3	47,6	8,4	0	49,6	2,8	0	0,4	0,3	49,6	15,21
2002	13,2	27,9	20,1	12,9	14,1	5,3	30,1	17	8	0,4	6,7	8,8	30,1	13,71
2003	4,5	8,3	24,4	36,4	40,5	29,1	2,2	28,1	15,3	1,1	0	0	40,5	15,83
2004	7,8	6,2	30,4	29,6	33,6	13,4	21,6	14,5	22,3	8,3	0	0	33,6	15,64
2005	10,4	11,7	59,4	35,1	30,4	28	10,9	10,8	0	0	0	0	59,4	16,39
2006	7,4	35,9	7,5	49	27	18,6	14,5	27,1	59,8	0	0	5,5	59,8	21,03
2007	11,4	1,2	21,35	19,7	5,9	0	52,1	21,9	3,8	0	8,2	4,6	52,1	12,51
2008	45,6	35,4	21,35	31,5	6,9	7,8	22,1	5,7	14,2	8,3	4,3	0	35,4	16,93
2009	5,1	23,2	21,6	22,4	25	7,3	27,2	19,5	12,8	0	0	1,4	27,2	13,79
2010	14	9,2	14	22,5	51,6	22,6	53,6	8,2	6	3,5	0	2,3	53,6	17,29
Moyenne	14,93	21,05	21,35	25,53	25,13	18,77	26,31	19,03	13,43	5,08	1,33	3,18	2037,2	651,16

Annexe.B.3: Régularisation saisonnière sans tenir en compte les pertes.

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	A-U (Mm ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation	2 ^{ème} consigne d'exploitation
------	-------------------------------------	-------------------------------------	------------------------	--	--

Chapitre X

Organisation du chantier

				$V_{ri} (Mm^3)$	$V_{rf} (Mm^3)$	$S (Mm^3)$	$V_{ri} (Mm^3)$	$V_{rf} (Mm^3)$	$S (Mm^3)$
sep	0,011	0,00672	0,00428	0,020942	0,020942		0,016935	0,020942	0,00428
oct	0,0221	0,00672	0,01538	0,025495	0,025495		0,005835	0,020942	0,01538
nov	0,0272	0,000192	0,027008	0,040875	0,040875		0,000331	0,020942	0,020884
dec	0,0378	0	0,0378	0,067883	0,067883		0,027339	0,027339	
jan	0,0333	0	0,0333	0,105683	0,105683		0,065139	0,065139	
fév	0,0281	0	0,0281	0,138983	0,138983		0,098439	0,098439	
mas	0,0329	0,00768	0,02522	0,221471	0,210515	0,010956	0,126539	0,126539	
avr	0,0228	0,018432	0,004368	0,235735	0,210515	0,02522	0,151759	0,151759	
mais	0,0146	0,03072	-0,01612	0,214883	0,210515	0,004368	0,156127	0,156127	
juin	0,0036	0,03456	-0,03096	0,140007	0,140007		0,140007	0,140007	
juil	0,0008	0,047232	-0,046432	0,109047	0,109047		0,109047	0,109047	

Chapitre X**Organisation du chantier**

				0,061615	0,061615		0,061615	0,061615	
aout	0,0018	0,0432	-0,0414	0,020942	0,020942		0,020942	0,020942	

Annexe.B.4 Régularisation saisonnière avec pertes.

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	Pertes(Mm ³)	A-(U+P) (Mm ³)	1 ^{ère} Consigne d'exploitation			2 ^{ème} Consigne d'exploitation		
					V _{ri} (Mm ³)	V _{rf} (Mm ³)	S (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	V _{rf} (Mm ³)	S (Mm ³)
sep	0,011	0,00672	0,00124728	0,003032716	0,020942	0,020942		0,01718228	0,020942	0,00303272
					0,02324772	0,023247716		0,00705684	0,020942	0,01405816
oct	0,0221	0,00672	0,00132184	0,014058159	0,03830588	0,038305875		0,01893034	0,020942	0,00128466
					0,0638659	0,067069648		0,04549037	0,044967578	
nov	0,0272	0,000192	0,00144797	0,025560028	0,09985841	0,099858415		0,08148288	0,080903683	
					0,15090826	0,15063797		0,11253273	0,11183493	
dec	0,0378	0	0,00180749	0,035992511	0,20641237	0,206078131		0,13803684	0,137275091	
					0,22046913	0,220469132	0,007880684	0,15985582	0,159210639	
jan	0,0333	0	0,00225015	0,031049846	0,22046913	0,220469132	0,011140034	0,170995858	0,170350672	
					0,1499587	0,149958702		0,15060389	0,15022145	
fév	0,0281	0	0,00259589	0,025504109						
mas	0,0329	0,00768	0,00340101	0,021818987						
avr	0,0228	0,018432	0,00403091	0,011140034						
mais	0,0146	0,03072	0,00427197	-0,02039197						

Chapitre X

Organisation du chantier

juin	0,0036	0,03456	0,00452055	-0,035480546						
					0,11447816	0,114975733		0,11512334	0,114975733	
juil	0,0008	0,047232	0,00377123	-0,050203226						
					0,06427493	0,064896195		0,06492012	0,064896195	
aout	0,0018	0,0432	0,00230512	-0,043705116						
					0,020942	0,020942		0,020942	0,020942	

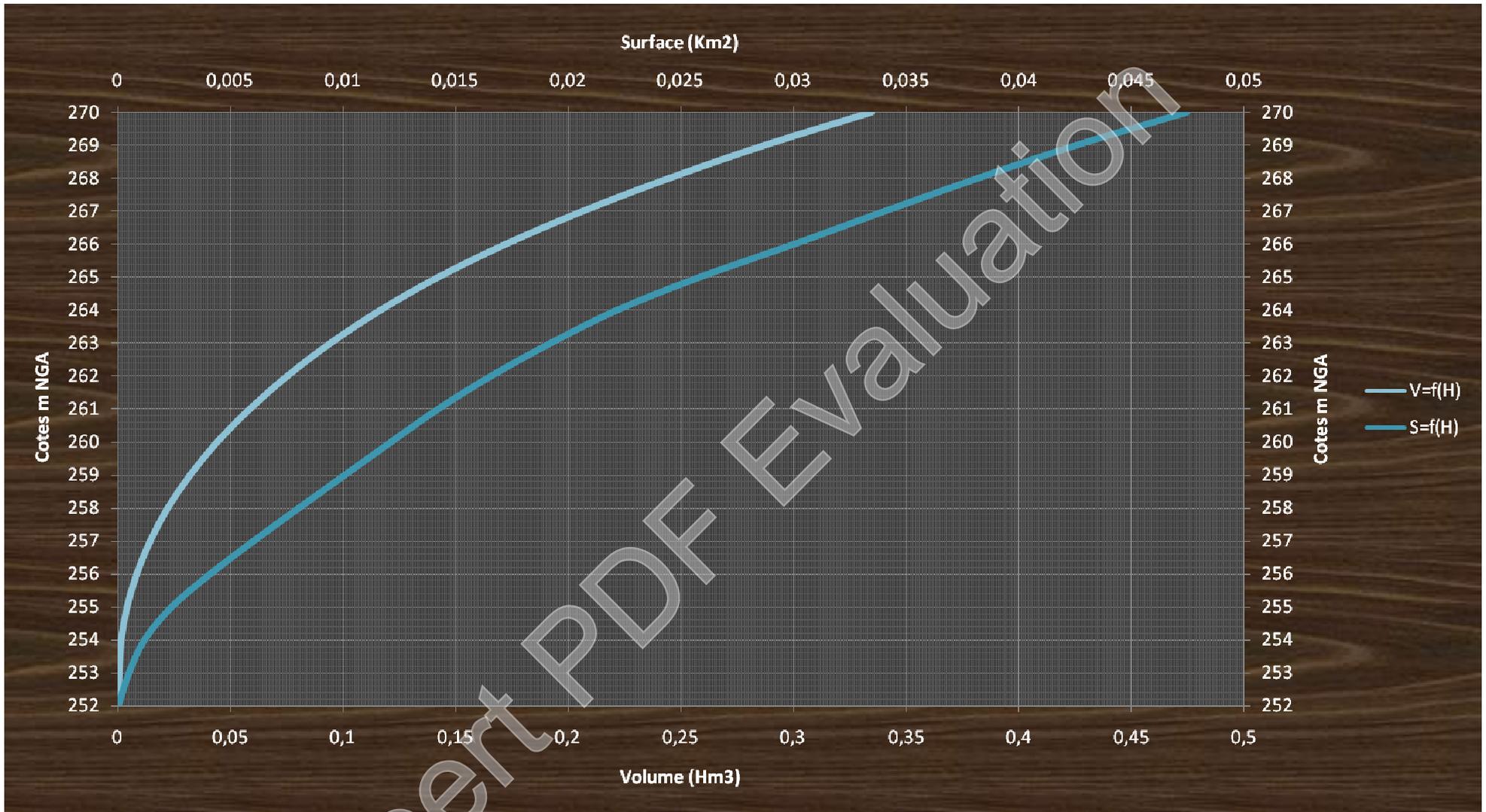
Annexe.B.5 La surface et le volume en fonction de l'altitude.

HAUTEUR	SURFACE	Smoy	ΔH	ΔV	V
(m)	(Km ²)	(Km ²)	(m)	(Mm3)	(Mm3)
252	0	0,000480299	1	0,0004803	0
253	0,0007204485				0,0004803

		0,00115184	1	0,00115184	0,00163214
254	0,0015832312	0,002373216	1	0,00237322	0,00400535
255	0,0031631999	0,00407839	1	0,00407839	0,00808374
256	0,0049935800	0,005992648	1	0,00599265	0,01407639
257	0,0069917158	0,008022458	1	0,00802246	0,02209885
258	0,0090532004	0,010117461	1	0,01011746	0,03221631
259	0,0111817217	0,01216029	1	0,01216029	0,0443766
260	0,0131388592	0,014223586	1	0,01422359	0,05860019
261	0,0153083126	0,016576627	1	0,01657663	0,07517682
262	0,0178449420	0,019247168	1	0,01924717	0,09442398
263	0,0206493936	0,022197476	1	0,02219748	0,11662146
264	0,0237455592	0,025842601	1	0,0258426	0,14246406
265	0,0279396419	0,030025042	1	0,03002504	0,1724891
266	0,0321104424	0,034046156	1	0,03404616	0,20653526
267	0,0359818690	0,038197101	1	0,0381971	0,24473236
268	0,0404123331				

		0,042575442	1	0,04257544	0,2873078
269	0,0447385509				
270	0,0502296876	0,047484119	1	0,047484119	0,33479192

Annexe.B.6. Courbe capacité hauteur - surface



Annexe C.1: Volume des matériaux (la digue).

La coupe	Terre vegetale	Argile	Clé d'ancrage	Terre vegetale	Argile	Clé d'ancrage	d _i (m)	Terre vegetal	Argile	Clé d'ancrage
	S _i (m ²)	S _i (m ²)	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	S _{moy} (m ²)	S _{moy} (m ²)		V _i (m ³)	V _i (m ³)	V _i (m ³)
0	0	0	0	3,715	29,13	0	25,94	96,3671	755,6322	0
I	7,43	58,26	0							
II	13,74	188,48	0	10,585	123,37	0	23,42	247,9007	2889,3254	0
				17,135	300,74	10,55	24,08	412,6108	7241,8192	254,044
III	20,53	413	21,1	25,115	550,785	29,715	34,4	863,956	18947,004	1022,196
IV	29,7	688,57	38,33	25,855	562,515	29,665	43,4	1122,107	24413,151	1287,461
				18,365	320,61	10,5	22,75	417,80375	7293,8775	238,875
V	22,01	436,46	21	11,07	131,29	0	24,63	272,6541	3233,6727	0
IV	14,72	204,76	0							
VII	7,42	57,82	0	3,71	28,91	0	23,63	87,6673	683,1433	0
VIII	0	0	0							
Volume total								3521,06675	65457,6253	2802,576

Annexe C.2: Volume des matériaux de protection amont et aval.

N°	Protection amont			Protection aval	Protection amont			Protection aval	di (m)	Protection amont			Protection aval
	Enrochement	Gravier	Sable	Pierre	Enrochement	Gravier	Sable	Pierre		Enrochement	Gravier	Sable	Pierre
	$S_i (m^2)$	$S_i (m^2)$	$S_i (m^2)$	$S_i (m^2)$	$S_{moy} (m^2)$	$S_{moy} (m^2)$	$S_{moy} (m^2)$	$S_{moy} (m^2)$		$V_i (m^3)$	$V_i (m^3)$	$V_i (m^3)$	$V_i (m^3)$
0	0	0	0	0	2,335	1,485	0,815	1,05	25,94	60,5699	38,5209	21,1411	27,237
I	4,67	2,97	1,63	2,1	6,375	3,84	2,06	3,385	23,42	149,3025	89,9328	48,2452	79,2767
II	8,08	4,71	2,49	4,67	10,845	6,08	3,17	5,68	24,08	261,1476	146,4064	76,3336	136,7744
III	13,61	7,45	3,85	6,69	15,025	8,195	4,25	6,69	34,4	516,86	281,908	146,2	230,136
IV	16,44	8,94	4,65	6,69	16,17	8,745	4,525	6,69	43,4	701,778	379,533	196,385	290,346
V	15,9	8,55	4,4	6,69	14,06	7,665	3,905	5,08	22,75	319,865	174,3788	88,83875	115,57
IV	12,22	6,78	3,41	3,47	8,885	5,09	2,625	2,535	24,63	218,83755	125,3667	64,65375	62,43705
VII	5,55	3,4	1,84	1,6	2,775	1,7	0,92	0,8	23,63	65,57325	40,171	21,7396	18,904
VIII	0	0	0	0									
Volume total										2293,9338	1276,218	663,537	960,6811

Annexe C.3: Volume des matériaux (prisme et filtres).

Prisme de drainage										
N°	Enrochement	Gravier	Sable	Enrochement	Gravier	Sable	d _i (m)	Enrochement	Gravier	Sable
	S _i (m ²)	S _i (m ²)	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	S _{moy} (m ²)	S _{moy} (m ²)		V _i (m ³)	V _i (m ³)	V _i (m ³)
0	0	0	0	0	0	0	25,94	0	0	0
I	0	0	0	0	0	0	23,42	0	0	0
II	0	0	0	0,795	0,065	0,065	24,08	19,1436	1,5652	1,5652
III	1,59	0,13	0,13	30,59	4,57	4,625	34,4	1052,296	157,208	159,1
IV	59,59	9,01	9,12	30,94	4,575	4,63	43,4	1342,796	198,555	200,942
V	2,29	0,14	0,14	1,145	0,07	0,07	22,75	26,04875	1,5925	1,5925
IV	0	0	0	0	0	0	24,63	0	0	0
VII	0	0	0	0	0	0	23,63	0	0	0
VIII	0	0	0	0	0	0				
Volume total								2440,28435	358,921	363,1997

Annexe C.4: Volume des matériaux de protection de la crête.

Béton	Gravier	Sable	d _i (m)	Béton	Gravier	Sable
S _i (m ²)	S _i (m ²)	S _i (m ²)		V _i (m ³)	V _i (m ³)	V _i (m ³)
1,29	0,74	0,6	222,25	286,7025	164,465	133,35

Annexe D.1 : Résultats du calcul de stabilité (talus aval).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	$\varphi(^{\circ})$	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement : Fin de construction (R=29,5 m)</i>										Coef de sécurité		
		C(t/m ²)	3,2	R(m)	29,5											Kss	2,32	
																Kas	1,31	
N°	b _i	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	U _i	U _i ,dl	dn	aG _n dn	$\sum(G_n \cos\alpha - U_i dl) \text{Tang}\varphi + \sum Cdl$		
-4	1,56	0,61	0	-0,4	0,92	1,42	-0,57	1,30	1,70	5,45	0,27	0	0	29,08	10,31	5,80		
-3	2,95	2,24	0	-0,3	0,95	9,85	-2,95	9,39	3,09	9,90	0,27	0	0	28,63	70,47	12,45		
-2	2,95	4,08	0	-0,2	0,98	17,93	-3,59	17,57	3,01	9,63	0,27	0	0	27,5	123,29	14,42		
-1	2,95	5,6	0	-0,1	0,99	24,61	-2,46	24,49	2,96	9,49	0,27	0	0	26,71	164,37	16,16		
0	2,95	6,83	0	0	1,00	30,02	0,00	30,02	2,95	9,44	0,27	0	0	26,09	195,81	17,61		
1	2,95	7,75	0	0,1	0,99	34,07	3,41	33,89	2,96	9,49	0,27	0	0	25,65	218,44	18,72		
2	2,95	8,38	0	0,2	0,98	36,83	7,37	36,09	3,01	9,63	0,27	0	0	25,41	233,99	19,46		
3	2,95	8,69	0	0,3	0,95	38,20	11,46	36,44	3,09	9,90	0,27	0	0	25,39	242,45	19,82		
4	2,95	8,66	0	0,4	0,92	38,07	15,23	34,89	3,22	10,30	0,27	0	0	25,59	243,52	19,80		
5	2,95	8,25	0	0,5	0,87	36,26	18,13	31,40	3,41	10,90	0,27	0	0	26,01	235,80	19,45		
6	2,95	7,37	0	0,6	0,80	32,39	19,44	25,92	3,69	11,80	0,27	0	0	26,64	215,75	18,86		
7	2,95	5,92	0	0,7	0,71	26,02	18,21	18,58	4,13	13,22	0,27	0	0	27,47	178,70	18,28		
8	2,95	3,62	0	0,8	0,60	15,91	12,73	9,55	4,92	15,73	0,27	0	0	28,45	113,17	18,33		
9	1,31	1,28	0	0,9	0,44	2,50	2,25	1,09	3,01	9,62	0,27	0	0	29,23	18,26	9,91		
							98,65					144,49					2264,34	229,07

Annexe D.2 : Résultats du calcul de stabilité (talus aval).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	ϕ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement</i> : Fin de construction (R=33,92 m)										Coef de sécurité	
		C(t/m ²)	3,2	R(m)	33,92											K _{ss}	2,27
																K _{as}	1,28
N°	b _i	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(ϕ)	U _i	U _i ,dl	dn	aG _n dn	$\sum(G_n \cos \alpha - U_i dl) \text{Tan} \phi + \sum C dl$	
-3	3,17	1,11	0	-0,3	0,95	5,24	-1,57	5,00	3,32	10,63	0,27	0	0	33,39	43,76	12,00	
-2	3,39	3,15	0	-0,2	0,98	15,92	-3,18	15,60	3,46	11,08	0,27	0	0	32,38	128,88	15,33	
-1	3,39	4,9	0	-0,1	0,99	24,76	-2,48	24,64	3,41	10,91	0,27	0	0	31,48	194,90	17,62	
0	3,39	6,3	0	0	1,00	31,84	0,00	31,84	3,39	10,85	0,27	0	0	30,77	244,93	19,52	
1	3,39	7,37	0	0,1	0,99	37,25	3,72	37,06	3,41	10,91	0,27	0	0	30,26	281,79	21,00	
2	3,39	8,09	0	0,2	0,98	40,89	8,18	40,06	3,46	11,08	0,27	0	0	29,97	306,35	21,99	
3	3,39	8,45	0	0,3	0,95	42,71	12,81	40,74	3,56	11,38	0,27	0	0	29,92	319,45	22,47	
4	3,39	8,42	0	0,4	0,92	42,56	17,02	39,00	3,70	11,84	0,27	0	0	30,11	320,34	22,46	
5	3,39	7,93	0	0,5	0,87	40,08	20,04	34,71	3,92	12,53	0,27	0	0	30,55	306,10	21,98	
6	3,39	6,93	0	0,6	0,80	35,02	21,01	28,02	4,24	13,57	0,27	0	0	31,22	273,37	21,20	
7	3,39	5,26	0	0,7	0,71	26,58	18,61	18,99	4,75	15,20	0,27	0	0	32,1	213,34	20,37	
8	3,39	2,54	0	0,8	0,60	12,84	10,27	7,70	5,65	18,09	0,27	0	0	33,15	106,39	20,19	
9	0,16	0,13	0	0,9	0,44	0,03	0,03	0,01	0,37	1,17	0,27	0	0	33,89	0,26	1,18	
							104,46				149,25					2739,86	237,31

Annexe D.3 : Résultats du calcul de stabilité (talus aval).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	ϕ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement</i> : Fin de construction (R=36,86 m)										Coef de sécurité	
		C(t/m ²)	3,2	R(m)	36,86											Kss	2,26
																Kas	1,25
N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(ϕ)	U _i	U _{i,dl}	dn	aG _n dn	$\sum(G_n \cos \alpha - U_i dl) \text{Tan} \phi + \sum C dl$	
-3	3,55	1,25	0	-0,3	0,95	6,61	-1,98	6,31	3,72	11,91	0,27	0	0	36,26	59,94	13,63	
-2	3,69	3,5	0	-0,2	0,98	19,22	-3,84	18,83	3,76	12,04	0,27	0	0	35,15	168,92	17,17	
-1	3,69	5,4	0	-0,1	0,99	29,66	-2,97	29,51	3,70	11,85	0,27	0	0	34,17	253,35	19,89	
0	3,69	6,93	0	0	1,00	38,06	0,00	38,06	3,69	11,80	0,27	0	0	33,39	317,71	22,16	
1	3,69	8,09	0	0,1	0,99	44,43	4,44	44,21	3,70	11,85	0,27	0	0	32,84	364,78	23,89	
2	3,69	8,87	0	0,2	0,98	48,72	9,74	47,73	3,76	12,04	0,27	0	0	32,53	396,18	25,04	
3	3,69	9,26	0	0,3	0,95	50,86	15,26	48,51	3,86	12,36	0,27	0	0	32,47	412,83	25,58	
4	3,69	9,08	0	0,4	0,92	49,87	19,95	45,71	4,02	12,87	0,27	0	0	32,68	407,43	25,32	
5	3,69	7,64	0	0,5	0,87	41,96	20,98	36,34	4,26	13,62	0,27	0	0	33,16	347,85	23,51	
6	3,69	7,15	0	0,6	0,80	39,27	23,56	31,42	4,61	14,74	0,27	0	0	33,89	332,70	23,30	
7	3,69	5,76	0	0,7	0,71	31,63	22,14	22,59	5,16	16,52	0,27	0	0	34,86	275,70	22,67	
8	2,96	2,06	0	0,8	0,60	9,09	7,27	5,45	4,93	15,79	0,27	0	0	36,24	82,31	17,27	
							114,55				157,39					3419,70	259,41

Annexe D.4 : Résultats du calcul de stabilité (talus aval).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	φ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement</i> : Fin de construction (R=37,51 m)										Coef de sécurité	
		C(t/m ²)	3,2	R(m)	37,51											Kss	2,29
																Kas	1,30
N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	U _i	U _{i,dl}	dn	aG _n dn	$\Sigma(G_n \cos \alpha - U_i dl) \text{Tag} \varphi + \Sigma C dl$	
-3	1,56	0,52	0	-0,3	0,95	1,21	-0,36	1,15	1,64	5,23	0,27	0	0	37,26	11,26	5,55	
-2	3,75	2,13	0	-0,2	0,98	11,90	-2,38	11,66	3,83	12,25	0,27	0	0	36,47	108,54	15,43	
-1	3,75	4,06	0	-0,1	0,99	22,69	-2,27	22,58	3,77	12,06	0,27	0	0	35,49	201,33	18,21	
0	3,75	5,62	0	0	1,00	31,41	0,00	31,41	3,75	12,00	0,27	0	0	34,7	272,48	20,56	
1	3,75	6,79	0	0,1	0,99	37,95	3,79	37,76	3,77	12,06	0,27	0	0	34,13	323,80	22,35	
2	3,75	7,6	0	0,2	0,98	42,48	8,50	41,62	3,83	12,25	0,27	0	0	33,8	358,92	23,58	
3	3,75	7,99	0	0,3	0,95	44,66	13,40	42,60	3,93	12,58	0,27	0	0	33,72	376,45	24,18	
4	3,75	7,95	0	0,4	0,92	44,43	17,77	40,72	4,09	13,10	0,27	0	0	33,9	376,57	24,19	
5	3,75	7,42	0	0,5	0,87	41,47	20,74	35,91	4,33	13,86	0,27	0	0	34,35	356,13	23,64	
6	3,75	6,31	0	0,6	0,80	35,27	21,16	28,21	4,69	15,00	0,27	0	0	35,04	308,93	22,69	
7	3,75	4,46	0	0,7	0,71	24,93	17,45	17,80	5,25	16,81	0,27	0	0	35,95	224,03	21,66	
8	2,82	1,91	0	0,8	0,60	8,03	6,42	4,82	4,70	15,04	0,27	0	0	36,93	74,09	16,35	
							104,21				152,26					2992,54	238,37

Annexe D.5 : Résultats du calcul de stabilité (talus aval).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	φ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement</i> : Fin de construction (R=38,85 m)										Coef de sécurité	
-------------------	------	---------------	------	---	------	---	--	--	--	--	--	--	--	--	--	------------------	--

Chapitre X

Organisation du chantier

		C(t/m ²)	3,2	R(m)	38,85											Kss	2,29
												Kas	1,30				
N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	U _i	U _i ,dl	dn	aG _n dn	Σ(G _n cosα-U _i dl)Tagφ+ΣCdl	
-3	1,05	0,34	0	-0,3	0,95	0,53	-0,16	0,51	1,10	3,52	0,27	0	0	38,69	5,15	3,66	
-2	3,89	1,83	0	-0,2	0,98	10,59	-2,12	10,38	3,97	12,69	0,27	0	0	37,95	100,50	15,51	
-1	3,89	3,84	0	-0,1	0,99	22,23	-2,22	22,12	3,90	12,49	0,27	0	0	36,94	205,28	18,52	
0	3,89	5,44	0	0	1,00	31,49	0,00	31,49	3,89	12,43	0,27	0	0	36,13	284,44	21,01	
1	3,89	6,66	0	0,1	0,99	38,55	3,86	38,36	3,90	12,49	0,27	0	0	35,54	342,54	22,94	
2	3,89	7,49	0	0,2	0,98	43,36	8,67	42,48	3,97	12,69	0,27	0	0	35,19	381,43	24,26	
3	3,89	7,9	0	0,3	0,95	45,73	13,72	43,62	4,07	13,03	0,27	0	0	35,1	401,28	24,91	
4	3,89	7,86	0	0,4	0,92	45,50	18,20	41,70	4,24	13,56	0,27	0	0	35,28	401,30	24,92	
5	3,89	7,31	0	0,5	0,87	42,32	21,16	36,65	4,49	14,36	0,27	0	0	35,73	377,98	24,33	
6	3,89	6,16	0	0,6	0,80	35,66	21,39	28,53	4,86	15,54	0,27	0	0	36,43	324,76	23,31	
7	3,89	4,24	0	0,7	0,71	24,54	17,18	17,53	5,44	17,41	0,27	0	0	37,36	229,24	22,18	
8	2,51	1,69	0	0,8	0,60	6,32	5,06	3,79	4,18	13,39	0,27	0	0	38,33	60,57	14,42	
							104,73				153,61					3114,46	239,97

Annexe D.6 : Résultats du calcul de stabilité (talus aval).

γ _d (t/m ³)	1,49	φ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement</i> : Fonctionnement normale (R=29,5 m)	Coef de sécurité	
γ _{sat} (t/m ³)	1,76	C(t/m ²)	3,2	R(m)	29,5		Kss	2,32

																Kas	1,31
N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	Ui	Ui,dl	dn	aG _n dn	$\sum(G_n \cos \alpha - U_i dl) \text{Tag} \phi + \sum C dl$	
-4	1,56	0,61	0	-0,4	0,92	1,42	-0,57	1,30	1,70	5,45	0,27	0	0	29,08	10,31	5,80	
-3	2,95	2,24	0	-0,3	0,95	9,85	-2,95	9,39	3,09	9,90	0,27	0	0	28,63	70,47	12,45	
-2	2,95	4,08	0	-0,2	0,98	17,93	-3,59	17,57	3,01	9,63	0,27	0	0	27,5	123,29	14,42	
-1	2,95	5,6	0	-0,1	0,99	24,61	-2,46	24,49	2,96	9,49	0,27	0	0	26,71	164,37	16,16	
0	2,95	6,83	0	0	1,00	30,02	0,00	30,02	2,95	9,44	0,27	0	0	26,09	195,81	17,61	
1	2,95	7,75	0	0,1	0,99	34,07	3,41	33,89	2,96	9,49	0,27	0	0	25,65	218,44	18,72	
2	2,95	8,38	0	0,2	0,98	36,83	7,37	36,09	3,01	9,63	0,27	0	0	25,41	233,99	19,46	
3	2,95	8,69	0	0,3	0,95	38,20	11,46	36,44	3,09	9,90	0,27	0	0	25,39	242,45	19,82	
4	2,95	8,66	0	0,4	0,92	38,07	15,23	34,89	3,22	10,30	0,27	0	0	25,59	243,52	19,80	
5	2,95	8,25	0	0,5	0,87	36,26	18,13	31,40	3,41	10,90	0,27	0	0	26,01	235,80	19,45	
6	2,95	7,37	0	0,6	0,80	32,39	19,44	25,92	3,69	11,80	0,27	0	0	26,64	215,75	18,86	
7	2,95	5,92	0	0,7	0,71	26,02	18,21	18,58	4,13	13,22	0,27	0	0	27,47	178,70	18,28	
8	2,95	3,62	0	0,8	0,60	15,91	12,73	9,55	4,92	15,73	0,27	0	0	28,45	113,17	18,33	
9	1,31	1,28	0	0,9	0,44	2,50	2,25	1,09	3,01	9,62	0,27	0	0	29,23	18,26	9,91	
							98,65				144,49					2264,34	229,07

Annexe D.7 : Résultats du calcul de stabilité (talus aval).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	ϕ (°)	15,2	a	0,25	Etat de fonctionnement : Fonctionnement normale (R=33,92 m)	Coef de sécurité	
$\gamma_{sat}(t/m^3)$	1,76	C(t/m ²)	3,2	R(m)	33,92		Kss	2,27

Chapitre X

Organisation du chantier

																Kas	1,28	
N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	Ui	Ui,dl	dn	aG _n dn	Σ(G _n cosα-U _i dl)Tagφ+ΣCdl		
-3	3,17	1,11	0	-0,3	0,95	5,24	-1,57	5,00	3,32	10,63	0,27	0	0	33,39	43,76	12,00		
-2	3,39	3,15	0	-0,2	0,98	15,92	-3,18	15,60	3,46	11,08	0,27	0	0	32,38	128,88	15,33		
-1	3,39	4,9	0	-0,1	0,99	24,76	-2,48	24,64	3,41	10,91	0,27	0	0	31,48	194,90	17,62		
0	3,39	6,3	0	0	1,00	31,84	0,00	31,84	3,39	10,85	0,27	0	0	30,77	244,93	19,52		
1	3,39	7,37	0	0,1	0,99	37,25	3,72	37,06	3,41	10,91	0,27	0	0	30,26	281,79	21,00		
2	3,39	8,09	0	0,2	0,98	40,89	8,18	40,06	3,46	11,08	0,27	0	0	29,97	306,35	21,99		
3	3,39	8,45	0	0,3	0,95	42,71	12,81	40,74	3,56	11,38	0,27	0	0	29,92	319,45	22,47		
4	3,39	8,42	0	0,4	0,92	42,56	17,02	39,00	3,70	11,84	0,27	0	0	30,11	320,34	22,46		
5	3,39	7,93	0	0,5	0,87	40,08	20,04	34,71	3,92	12,53	0,27	0	0	30,55	306,10	21,98		
6	3,39	6,93	0	0,6	0,80	35,02	21,01	28,02	4,24	13,57	0,27	0	0	31,22	273,37	21,20		
7	3,39	5,26	0	0,7	0,71	26,58	18,61	18,99	4,75	15,20	0,27	0	0	32,1	213,34	20,37		
8	3,39	2,54	0	0,8	0,60	12,84	10,27	7,70	5,65	18,09	0,27	0	0	33,15	106,39	20,19		
9	0,16	0,13	0	0,9	0,44	0,03	0,03	0,01	0,37	1,17	0,27	0	0	33,89	0,26	1,18		
							104,46					149,25					2739,86	237,31

Annexe D.8 : Résultats du calcul de stabilité (talus aval).

γ _d (t/m ³)	1,49	φ (°)	15,2	a	0,25	Etat de fonctionnement : Fonctionnement normale (R=36,86 m)	Coef de sécurité	
γ _{sat} (t/m ³)	1,76	C(t/m ²)	3,2	R(m)	36,86		Kss	2,16

																Kas	1,21
N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	U _i	U _i ,dl	dn	aG _n dn	$\sum(G_n \cos \alpha - U_i dl) \text{Tag} \phi + \sum C dl$	
-3	3,55	1,25	0	-0,3	0,95	6,61	-1,98	6,31	3,72	11,91	0,27	0	0	36,26	59,94	13,63	
-2	3,69	3,5	0	-0,2	0,98	19,22	-3,84	18,83	3,76	12,04	0,27	0	0	35,15	168,92	17,17	
-1	3,69	5,4	0	-0,1	0,99	29,66	-2,97	29,51	3,70	11,85	0,27	0	0	34,17	253,35	19,89	
0	3,69	6,93	0	0	1,00	38,06	0,00	38,06	3,69	11,80	0,27	0	0	33,39	317,71	22,16	
1	3,69	8,09	0	0,1	0,99	44,43	4,44	44,21	3,70	11,85	0,27	0	0	32,84	364,78	23,89	
2	3,69	8,87	0	0,2	0,98	48,72	9,74	47,73	3,76	12,04	0,27	0	0	32,53	396,18	25,04	
3	3,69	9,26	0	0,3	0,95	50,86	15,26	48,51	3,86	12,36	0,27	0	0	32,47	412,83	25,58	
4	3,69	9,08	0,2	0,4	0,92	50,84	20,34	46,60	4,02	12,87	0,27	0,15	0,603	32,68	415,38	25,39	
5	3,69	7,64	1,1	0,5	0,87	48,90	24,45	42,35	4,26	13,62	0,27	1,07	4,554	33,16	405,39	23,91	
6	3,69	7,15	0,5	0,6	0,80	42,25	25,35	33,80	4,61	14,74	0,27	0,46	2,119	33,89	357,99	23,37	
7	3,69	5,76	0	0,7	0,71	31,63	22,14	22,59	5,16	16,52	0,27	0	0	34,86	275,70	22,67	
8	2,96	2,06	0	0,8	0,60	9,09	7,27	5,45	4,93	15,79	0,27	0	0	36,24	82,31	17,27	
							120,20				157,39					3510,48	259,96

Annexe D.9 : Résultats du calcul de stabilité (talus aval).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	ϕ (°)	15,2	a	0,25	Etat de fonctionnement : Fonctionnement normale (R=37,51 m)	Coef de sécurité	
$\gamma_{sat}(t/m^3)$	1,76	C(t/m ²)	3,2	R(m)	37,51		Kss	2,28736894

																Kas	1,29555195
N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	Ui	Ui,dl	dn	aG _n dn	$\sum(G_n \cos \alpha - U_i dl) \text{Tan} \phi + \sum Cdl$	
-3	1,56	0,52	0	-0,3	0,95	1,21	-0,36	1,15	1,64	5,23	0,27	0	0	37,26	11,26	5,55	
-2	3,75	2,13	0	-0,2	0,98	11,90	-2,38	11,66	3,83	12,25	0,27	0	0	36,47	108,54	15,43	
-1	3,75	4,06	0	-0,1	0,99	22,69	-2,27	22,58	3,77	12,06	0,27	0	0	35,49	201,33	18,21	
0	3,75	5,62	0	0	1,00	31,41	0,00	31,41	3,75	12,00	0,27	0	0	34,7	272,48	20,56	
1	3,75	6,79	0	0,1	0,99	37,95	3,79	37,76	3,77	12,06	0,27	0	0	34,13	323,80	22,35	
2	3,75	7,6	0	0,2	0,98	42,48	8,50	41,62	3,83	12,25	0,27	0	0	33,8	358,92	23,58	
3	3,75	7,99	0	0,3	0,95	44,66	13,40	42,60	3,93	12,58	0,27	0	0	33,72	376,45	24,18	
4	3,75	7,95	0	0,4	0,92	44,43	17,77	40,72	4,09	13,10	0,27	0	0	33,9	376,57	24,19	
5	3,75	7,42	0	0,5	0,87	41,47	20,74	35,91	4,33	13,86	0,27	0	0	34,35	356,13	23,64	
6	3,75	6,31	0	0,6	0,80	35,27	21,16	28,21	4,69	15,00	0,27	0	0	35,04	308,93	22,69	
7	3,75	4,46	0	0,7	0,71	24,93	17,45	17,80	5,25	16,81	0,27	0	0	35,95	224,03	21,66	
8	2,82	1,91	0	0,8	0,60	8,03	6,42	4,82	4,70	15,04	0,27	0	0	36,93	74,09	16,35	
							104,21				152,26					2992,54	238,37

Annexe D.10 : Résultats du calcul de stabilité (talus aval).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	ϕ (°)	15,2	a	0,25	Etat de fonctionnement : Fonctionnement normale (R=38,85 m)	Coef de sécurité	
$\gamma_{sat}(t/m^3)$	1,76	C(t/m ²)	3,2	R(m)	38,85		Kss	2,29

																Kas	1,30
N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	Ui	Ui,dl	dn	aG _n dn	Σ(G _n cosα-U _i dl)Tagφ+ΣCdl	
-3	1,05	0,34	0	-0,3	0,95	0,53	-0,16	0,51	1,10	3,52	0,27	0	0	38,69	5,15	3,66	
-2	3,89	1,83	0	-0,2	0,98	10,59	-2,12	10,38	3,97	12,69	0,27	0	0	37,95	100,50	15,51	
-1	3,89	3,84	0	-0,1	0,99	22,23	-2,22	22,12	3,90	12,49	0,27	0	0	36,94	205,28	18,52	
0	3,89	5,44	0	0	1,00	31,49	0,00	31,49	3,89	12,43	0,27	0	0	36,13	284,44	21,01	
1	3,89	6,66	0	0,1	0,99	38,55	3,86	38,36	3,90	12,49	0,27	0	0	35,54	342,54	22,94	
2	3,89	7,49	0	0,2	0,98	43,36	8,67	42,48	3,97	12,69	0,27	0	0	35,19	381,43	24,26	
3	3,89	7,9	0	0,3	0,95	45,73	13,72	43,62	4,07	13,03	0,27	0	0	35,1	401,28	24,91	
4	3,89	7,86	0	0,4	0,92	45,50	18,20	41,70	4,24	13,56	0,27	0	0	35,28	401,30	24,92	
5	3,89	7,31	0	0,5	0,87	42,32	21,16	36,65	4,49	14,36	0,27	0	0	35,73	377,98	24,33	
6	3,89	6,16	0	0,6	0,80	35,66	21,39	28,53	4,86	15,54	0,27	0	0	36,43	324,76	23,31	
7	3,89	4,24	0	0,7	0,71	24,54	17,18	17,53	5,44	17,41	0,27	0	0	37,36	229,24	22,18	
8	2,51	1,69	0	0,8	0,60	6,32	5,06	3,79	4,18	13,39	0,27	0	0	38,33	60,57	14,42	
							104,73				153,61					3114,46	239,97

Annexe D.11 : Résultats du calcul de stabilité (talus amont).

γ _d (t/m ³)	1,49	φ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement : Fin de construction (R=29,32 m)</i>	Coef de sécurité	
		C(t/m ²)	3,2	R(m)	29,32		Kss	2,66

																Kas	1,41	
N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	U _i	U _{i,dl}	dn	aG _n dn	Σ(G _n cosα-U _{i,dl})Tagφ+ΣCdl		
-4	2,93	1,19	0	-0,4	0,92	5,20	-2,08	4,76	3,20	10,23	0,27	0	0	28,77	37,37	11,53		
-3	2,93	3,21	0	-0,3	0,95	14,01	-4,20	13,37	3,07	9,83	0,27	0	0	27,19	95,26	13,47		
-2	2,93	4,89	0	-0,2	0,98	21,35	-4,27	20,92	2,99	9,57	0,27	0	0	26,93	143,73	15,27		
-1	2,93	6,26	0	-0,1	0,99	27,33	-2,73	27,19	2,94	9,42	0,27	0	0	26,21	179,08	16,83		
0	2,93	7,32	0	0	1,00	31,96	0,00	31,96	2,93	9,38	0,27	0	0	25,66	205,00	18,08		
1	2,93	8,1	0	0,1	0,99	35,36	3,54	35,18	2,94	9,42	0,27	0	0	25,29	223,58	19,00		
2	2,93	8,57	0	0,2	0,98	37,41	7,48	36,66	2,99	9,57	0,27	0	0	25,13	235,05	19,55		
3	2,93	8,73	0	0,3	0,95	38,11	11,43	36,36	3,07	9,83	0,27	0	0	25,19	240,01	19,73		
4	2,93	8,56	0	0,4	0,92	37,37	14,95	34,25	3,20	10,23	0,27	0	0	25,46	237,86	19,56		
5	2,93	8	0	0,5	0,87	34,93	17,46	30,25	3,38	10,83	0,27	0	0	25,93	226,41	19,06		
6	2,93	7	0	0,6	0,80	30,56	18,34	24,45	3,66	11,72	0,27	0	0	26,61	203,30	18,38		
7	2,93	5,39	0	0,7	0,71	23,53	16,47	16,80	4,10	13,13	0,27	0	0	27,46	161,54	17,70		
8	2,89	2,96	0	0,8	0,60	12,75	10,20	7,65	4,82	15,41	0,27	0	0	28,46	90,69	17,50		
9	0,9	0,67	0	0,9	0,44	0,90	0,81	0,39	2,06	6,61	0,27	0	0	29,15	6,55	6,71		
							87,39					145,17					2285,42	232,36

Annexe D.12 : Résultats du calcul de stabilité (talus amont).

γ _a (t/m ³)	1,49	φ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement : Fin de construction (R=36 m)</i>	Coef de sécurité	
		C(t/m ²)	3,2	R(m)	36		Kss	2,75
							Kas	1,47

Chapitre X

Organisation du chantier

N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	U _i	U _{i,dl}	dn	aG _n dn	$\sum(G_n \cos \alpha - U_i dl) \text{Tang} \phi + \sum C dl$
-3	2,82	0,9	0	-0,3	0,95	3,78	-1,13	3,61	2,96	9,46	0,27	0	0	35,57	33,63	10,44
-2	3,6	2,72	0	-0,2	0,98	14,59	-2,92	14,30	3,67	11,76	0,27	0	0	34,67	126,46	15,65
-1	3,6	4,4	0	-0,1	0,99	23,60	-2,36	23,48	3,62	11,58	0,27	0	0	33,81	199,49	17,97
0	3,6	5,71	0	0	1,00	30,63	0,00	30,63	3,60	11,52	0,27	0	0	33,15	253,83	19,86
1	3,6	6,66	0	0,1	0,99	35,72	3,57	35,55	3,62	11,58	0,27	0	0	32,69	291,96	21,26
2	3,6	7,24	0	0,2	0,98	38,84	7,77	38,05	3,67	11,76	0,27	0	0	32,46	315,15	22,12
3	3,6	7,44	0	0,3	0,95	39,91	11,97	38,07	3,77	12,08	0,27	0	0	32,47	323,95	22,44
4	3,6	7,23	0	0,4	0,92	38,78	15,51	35,54	3,93	12,57	0,27	0	0	32,72	317,23	22,25
5	3,6	6,54	0	0,5	0,87	35,08	17,54	30,38	4,16	13,30	0,27	0	0	33,21	291,26	21,57
6	3,6	5,29	0	0,6	0,80	28,38	17,03	22,70	4,50	14,40	0,27	0	0	33,92	240,62	20,58
7	3,6	3,33	0	0,7	0,71	17,86	12,50	12,76	5,04	16,13	0,27	0	0	34,83	155,53	19,60
8	2,14	1,06	0	0,8	0,60	3,38	2,70	2,03	3,57	11,41	0,27	0	0	35,67	30,14	11,97
							82,19			147,54				2579,26	225,72	

Annexe D.13 : Résultats du calcul de stabilité (talus amont).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	ϕ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement : Fin de construction (R=37,6 m)</i>	Coef de sécurité	
		C(t/m ²)	3,2	R(m)	37,6		K _{ss}	2,38
							K _{as}	1,26

Chapitre X

Organisation du chantier

N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	U _i	U _{i,dl}	dn	aG _n dn	Σ(G _n cosα-U _i dl)Tagφ+ΣCdl
-4	1,73	0,63	0	-0,4	0,92	1,62	-0,65	1,49	1,89	6,04	0,27	0	0	37,31	15,15	6,45
-3	3,76	2,48	0	-0,3	0,95	13,89	-4,17	13,25	3,94	12,61	0,27	0	0	36,42	126,50	16,22
-2	3,76	4,63	0	-0,2	0,98	25,94	-5,19	25,42	3,84	12,28	0,27	0	0	35,33	229,11	19,20
-1	3,76	6,38	0	-0,1	0,99	35,74	-3,57	35,56	3,78	12,09	0,27	0	0	34,43	307,66	21,78
0	3,76	7,75	0	0	1,00	43,42	0,00	43,42	3,76	12,03	0,27	0	0	33,72	366,02	23,85
1	3,76	8,75	0	0,1	0,99	49,02	4,90	48,78	3,78	12,09	0,27	0	0	33,25	407,49	25,37
2	3,76	9,36	0	0,2	0,98	52,44	10,49	51,38	3,84	12,28	0,27	0	0	33,03	433,01	26,27
3	3,76	9,56	0	0,3	0,95	53,56	16,07	51,09	3,94	12,61	0,27	0	0	33,07	442,80	26,53
4	3,76	9,33	0	0,4	0,92	52,27	20,91	47,91	4,10	13,13	0,27	0	0	33,37	436,07	26,17
5	3,76	8,62	0	0,5	0,87	48,29	24,15	41,82	4,34	13,89	0,27	0	0	33,94	409,76	25,28
6	3,76	7,32	0	0,6	0,80	41,01	24,61	32,81	4,70	15,04	0,27	0	0	34,74	356,17	23,97
7	3,76	5,27	0	0,7	0,71	29,52	20,67	21,08	5,27	16,85	0,27	0	0	35,77	264,02	22,59
8	2,8	2,96	0	0,8	0,60	12,35	9,88	7,41	4,67	14,93	0,27	0	0	37,02	114,29	16,95
							118,08			165,89					3908,05	280,64

Annexe D.14 : Résultats du calcul de stabilité (talus amont).

γ _a (t/m ³)	1,49	φ (°)	15,2	a	0,25											Coef de sécurité	
		C(t/m ²)	3,2	R(m)	42,43	<i>Etat de fonctionnement : Fin de construction (R= 42,43 m)</i>										K _{ss}	2,80
																K _{as}	1,50
N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	U _i	U _{i,dl}	dn	aG _n dn	Σ(G _n cosα-U _i dl)Tagφ+ΣCdl	

Chapitre X

Organisation du chantier

-3	0,24	0,07	0	-0,3	0,95	0,03	-0,01	0,02	0,25	0,81	0,27	0	0	42,4	0,27	0,81		
-2	4,24	1,29	0	-0,2	0,98	8,16	-1,63	7,99	4,33	13,86	0,27	0	0	41,8	85,22	16,03		
-1	4,24	3,27	0	-0,1	0,99	20,67	-2,07	20,57	4,26	13,65	0,27	0	0	40,8	210,87	19,25		
0	4,24	4,82	0	0	1,00	30,47	0,00	30,47	4,24	13,58	0,27	0	0	40,02	304,88	21,88		
1	4,24	5,94	0	0,1	0,99	37,55	3,76	37,36	4,26	13,65	0,27	0	0	39,48	370,65	23,82		
2	4,24	6,63	0	0,2	0,98	41,92	8,38	41,07	4,33	13,86	0,27	0	0	39,19	410,67	25,04		
3	4,24	6,86	0	0,3	0,95	43,37	13,01	41,37	4,45	14,23	0,27	0	0	39,17	424,69	25,50		
4	4,24	6,61	0	0,4	0,92	41,79	16,72	38,30	4,63	14,81	0,27	0	0	39,43	411,93	25,24		
5	4,24	5,8	0	0,5	0,87	36,67	18,33	31,76	4,90	15,68	0,27	0	0	39,95	366,22	24,33		
6	4,24	4,33	0	0,6	0,80	27,37	16,42	21,90	5,30	16,97	0,27	0	0	40,72	278,67	22,94		
7	4,24	2,01	0	0,7	0,71	12,71	8,90	9,07	5,94	19,01	0,27	0	0	41,72	132,54	21,48		
8	0,53	0,23	0	0,8	0,60	0,18	0,15	0,11	0,88	2,83	0,27	0	0	42,36	1,92	2,86		
							81,96					152,93					2998,53	229,17

Annexe D.15 : Résultats du calcul de stabilité (talus amont).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	φ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement : Fin de construction (R=43,35 m)</i>										Coef de sécurité	
		C(t/m ²)	3,2	R(m)	43,35											Kss	2,45
																Kas	1,32
N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	Ui	Ui,dl	dn	aG _n dn	$\sum(G_n \cos \alpha - U_i dl) \text{Tan} \varphi + \sum C dl$	
-3	1,39	0,9	0	-0,3	0,95	1,86	-0,56	1,78	1,46	4,66	0,27	0	0	42,91	20,00	5,15	

Chapitre X

Organisation du chantier

-2	4,34	2,94	0	-0,2	0,98	18,99	-3,80	18,61	4,42	14,16	0,27	0	0	41,91	198,97	19,22			
-1	4,34	4,96	0	-0,1	0,99	32,04	-3,20	31,88	4,36	13,94	0,27	0	0	40,88	327,42	22,62			
0	4,34	6,54	0	0	1,00	42,24	0,00	42,24	4,34	13,87	0,27	0	0	40,08	423,27	25,37			
1	4,34	7,69	0	0,1	0,99	49,67	4,97	49,42	4,36	13,94	0,27	0	0	39,53	490,87	27,40			
2	4,34	8,39	0	0,2	0,98	54,19	10,84	53,10	4,42	14,16	0,27	0	0	39,25	531,76	28,62			
3	4,34	8,63	0	0,3	0,95	55,74	16,72	53,17	4,54	14,54	0,27	0	0	39,26	547,11	29,02			
4	4,34	8,37	0	0,4	0,92	54,06	21,63	49,55	4,73	15,14	0,27	0	0	39,55	534,55	28,63			
5	4,34	7,54	0	0,5	0,87	48,70	24,35	42,18	5,01	16,02	0,27	0	0	40,13	488,60	27,50			
6	4,34	6,04	0	0,6	0,80	39,01	23,41	31,21	5,42	17,34	0,27	0	0	40,97	399,59	25,84			
7	4,34	3,68	0	0,7	0,71	23,77	16,64	16,97	6,07	19,42	0,27	0	0	42,06	249,94	24,05			
8	2,89	0,84	0	0,8	0,60	3,62	2,89	2,17	4,82	15,41	0,27	0	0	43,08	38,96	16,00			
							113,88								172,61			4251,04	279,43

Annexe D.16 : Résultats du calcul de stabilité (talus amont).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	φ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement : Vidange rapide (R=29,32 m)</i>										Coef de sécurité			
$\gamma'(t/m^3)$	0,76	C(t/m ²)	3,2	R(m)	29,32											Kss		3,92	
					Kas											2,13			
N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	Ui	Ui,dl	dn	aG _n dn	$\sum(G_n \cos \alpha) \text{Tag} \varphi + \sum Cdl$			
-4	2,93	0	1,19	-0,4	0,92	2,65	-1,06	2,43	3,20	10,23	0,27	0	0,00	28,77	19,06	10,89			
-3	2,93	0	3,21	-0,3	0,95	7,15	-2,14	6,82	3,07	9,83	0,27	0	0,00	27,19	48,59	11,69			
-2	2,93	0	4,89	-0,2	0,98	10,89	-2,18	10,67	2,99	9,57	0,27	0	0,00	26,93	73,31	12,47			

Chapitre X

Organisation du chantier

-1	2,93	0	6,26	-0,1	0,99	13,94	-1,39	13,87	2,94	9,42	0,27	0	0,00	26,21	91,34	13,20		
0	2,93	0	7,32	0	1,00	16,30	0,00	16,30	2,93	9,38	0,27	0	0,00	25,66	104,57	13,81		
1	2,93	0	8,1	0,1	0,99	18,04	1,80	17,95	2,94	9,42	0,27	0	0,00	25,29	114,04	14,31		
2	2,93	0	8,57	0,2	0,98	19,08	3,82	18,70	2,99	9,57	0,27	0	0,00	25,13	119,89	14,66		
3	2,93	0	8,73	0,3	0,95	19,44	5,83	18,54	3,07	9,83	0,27	0	0,00	25,19	122,42	14,88		
4	2,93	0	8,56	0,4	0,92	19,06	7,62	17,47	3,20	10,23	0,27	0	0,00	25,46	121,33	14,99		
5	2,93	0	8	0,5	0,87	17,81	8,91	15,43	3,38	10,83	0,27	0	0,00	25,93	115,48	15,03		
6	2,93	0	7	0,6	0,80	15,59	9,35	12,47	3,66	11,72	0,27	0	0,00	26,61	103,70	15,12		
7	2,93	0,22	5,17	0,7	0,71	12,47	8,73	8,91	4,10	13,13	0,27	0	0,00	27,46	85,63	15,55		
8	2,89	1,91	1,05	0,8	0,60	10,53	8,42	6,32	4,82	15,41	0,27	0	0,00	28,46	74,93	17,13		
9	0,9	0,67	0	0,9	0,44	0,90	0,81	0,39	2,06	6,61	0,27	0	0,00	29,15	6,55	6,71		
							48,53					145,17					1200,83	190,45

Annexe D.17 : Résultats du calcul de stabilité (talus amont).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	φ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement : Vidange rapide (R=36 m)</i>										Coef de sécurité	
$\gamma'(t/m^3)$	0,76	C(t/m ²)	3,2	R(m)	36											Kss	4,34
																Kas	2,34
N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	Ui	Ui,dl	dn	aG _n dn	$\sum(G_n \cos \alpha) \text{Tag} \varphi + \sum Cdl$	
-3	2,82	0	0,9	-0,3	0,95	1,93	-0,58	1,84	2,96	9,46	0,27	0	0,00	35,57	17,15	9,96	
-2	3,6	0	2,7	-0,2	0,98	7,44	-1,49	7,29	3,67	11,76	0,27	0	0,00	34,67	64,50	13,74	
-1	3,6	0	4,4	-0,1	0,99	12,04	-1,20	11,98	3,62	11,58	0,27	0	0,00	33,81	101,75	14,84	

Chapitre X

Organisation du chantier

0	3,6	0	5,7	0	1	15,62	0,00	15,62	3,60	11,52	0,27	0	0,00	33,15	129,47	15,77		
1	3,6	0	6,7	0,1	0,99	18,22	1,82	18,13	3,62	11,58	0,27	0	0,00	32,69	148,92	16,51		
2	3,6	0	7,2	0,2	0,98	19,81	3,96	19,41	3,67	11,76	0,27	0	0,00	32,46	160,75	17,04		
3	3,6	0	7,4	0,3	0,95	20,36	6,11	19,42	3,77	12,08	0,27	0	0,00	32,47	165,24	17,36		
4	3,6	0	7,2	0,4	0,92	19,78	7,91	18,13	3,93	12,57	0,27	0	0,00	32,72	161,81	17,51		
5	3,6	0	6,5	0,5	0,87	17,89	8,95	15,50	4,16	13,30	0,27	0	0,00	33,21	148,56	17,52		
6	3,6	0	5,3	0,6	0,8	14,47	8,68	11,58	4,50	14,40	0,27	0	0,00	33,92	122,73	17,55		
7	3,6	0	3,3	0,7	0,71	9,11	6,38	6,51	5,04	16,13	0,27	0	0,00	34,83	79,33	17,90		
8	2,14	1,06	0	0,8	0,6	3,38	2,70	2,03	3,57	11,41	0,27	0	0,00	35,67	30,14	11,97		
							43,24					147,54					1330,36	187,69

Annexe D.18 : Résultats du calcul de stabilité (talus amont).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	φ (°)	15,2	a	0,25											Coef de sécurité	
$\gamma'(t/m^3)$	0,76	C(t/m ²)	3,2	R(m)	37,6	<i>Etat de fonctionnement : Vidange rapide (R=37,6 m)</i>										Kss	3,03
																Kas	1,71
N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	Ui	Ui,dl	dn	aG _n dn	$\sum(G_n \cos \alpha) \text{Tag} \varphi + \sum Cdl$	
-4	1,73	0	0,6	-0,4	0,92	0,83	-0,33	0,76	1,89	6,04	0,27	0	0,00	37,31	7,73	6,25	
-3	3,76	0	2,5	-0,3	0,95	7,09	-2,13	6,76	3,94	12,61	0,27	0	0,00	36,42	64,53	14,45	
-2	3,76	0	4,6	-0,2	0,98	13,23	-2,65	12,96	3,84	12,28	0,27	0	0,00	35,33	116,86	15,81	
-1	3,76	0	6,4	-0,1	0,99	18,23	-1,82	18,14	3,78	12,09	0,27	0	0,00	34,43	156,93	17,03	

Chapitre X

Organisation du chantier

0	3,76	0	7,8	0	1,00	22,15	0,00	22,15	3,76	12,03	0,27	0	0,00	33,72	186,69	18,06	
1	3,76	0	8,8	0,1	0,99	25,00	2,50	24,88	3,78	12,09	0,27	0	0,00	33,25	207,85	18,87	
2	3,76	0	9,4	0,2	0,98	26,75	5,35	26,21	3,84	12,28	0,27	0	0,00	33,03	220,86	19,42	
3	3,76	0	9,6	0,3	0,95	27,32	8,20	26,06	3,94	12,61	0,27	0	0,00	33,07	225,86	19,71	
4	3,76	0	9,3	0,4	0,92	26,66	10,66	24,44	4,10	13,13	0,27	0	0,00	33,37	222,42	19,78	
5	3,76	0,02	8,6	0,5	0,87	24,69	12,34	21,38	4,34	13,89	0,27	0	0,00	33,94	209,47	19,72	
6	3,76	2,19	5,1	0,6	0,80	26,93	16,16	21,54	4,70	15,04	0,27	0	0,00	34,74	233,88	20,91	
7	3,76	4,44	0,8	0,7	0,71	27,25	19,07	19,46	5,27	16,85	0,27	0	0,00	35,77	243,65	22,15	
8	2,8	1,91	1,1	0,8	0,60	10,20	8,16	6,12	4,67	14,93	0,27	0	0,00	37,02	94,43	16,60	
							75,52				165,89					2191,15	228,75

Annexe D.19 : Résultats du calcul de stabilité (talus amont).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	φ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement : Vidange rapide (R= 42,43 m)</i>										Coef de sécurité	
$\gamma'_d(t/m^3)$	0,76	C(t/m ²)	3,2	R(m)	42,43											Kss	4,39
																Kas	2,39
N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	U _i	U _{i,dl}	dn	aG _n dn	$\sum(G_n \cos \alpha) \text{Tag} \varphi + \sum Cdl$	
-3	0,24	0	0,1	-0,3	0,95	0,01	0,00	0,01	0,25	0,81	0,27	0	0,00	42,4	0,14	0,81	
-2	4,24	0	1,3	-0,2	0,98	4,16	-0,83	4,08	4,33	13,86	0,27	0	0,00	41,8	43,47	14,97	
-1	4,24	0	3,3	-0,1	0,99	10,54	-1,05	10,49	4,26	13,65	0,27	0	0,00	40,8	107,56	16,50	
0	4,24	0	4,8	0	1,00	15,54	0,00	15,54	4,24	13,58	0,27	0	0,00	40,02	155,51	17,81	
1	4,24	0	5,9	0,1	0,99	19,15	1,92	19,06	4,26	13,65	0,27	0	0,00	39,48	189,06	18,84	

Chapitre X

Organisation du chantier

2	4,24	0	6,6	0,2	0,98	21,38	4,28	20,95	4,33	13,86	0,27	0	0,00	39,19	209,47	19,56		
3	4,24	0	6,9	0,3	0,95	22,12	6,64	21,10	4,45	14,23	0,27	0	0,00	39,17	216,62	19,98		
4	4,24	0	6,6	0,4	0,92	21,32	8,53	19,54	4,63	14,81	0,27	0	0,00	39,43	210,11	20,13		
5	4,24	0	5,8	0,5	0,87	18,70	9,35	16,20	4,90	15,68	0,27	0	0,00	39,95	186,80	20,09		
6	4,24	0	4,3	0,6	0,80	13,96	8,38	11,17	5,30	16,97	0,27	0	0,00	40,72	142,14	20,01		
7	4,24	0,9	1,1	0,7	0,71	9,27	6,49	6,62	5,94	19,01	0,27	0	0,00	41,72	96,68	20,81		
8	0,53	0,23	0	0,8	0,60	0,18	0,15	0,11	0,88	2,83	0,27	0	0,00	42,36	1,92	2,86		
							43,83					152,93					1559,47	192,37

Annexe D.20 : Résultats du calcul de stabilité (talus amont).

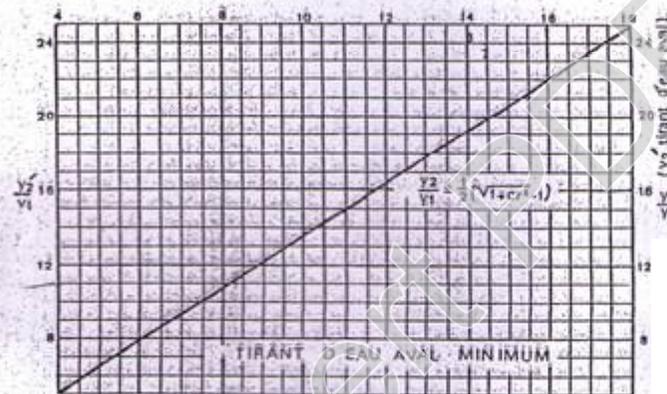
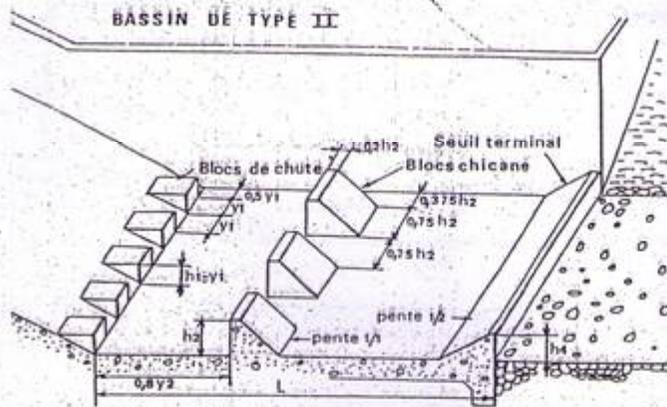
$\gamma_d(t/m^3)$	1,49	φ (°)	15,2	a	0,25	<i>Etat de fonctionnement : Vidange rapide (R=43,35 m)</i>										Coef de sécurité	
$\gamma'(t/m^3)$	0,76	C(t/m ²)	3,2	R(m)	43,4											Kss	3,24
					Kas											1,83	
N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	U _i	U _{i,dl}	dn	aG _n dn	$\sum(G_n \cos \alpha) \text{Tag} \varphi + \sum Cdl$	
-3	1,39	0	0,9	-0,3	0,95	0,95	-0,29	0,91	1,46	4,66	0,27	0	0	42,91	10,20	4,91	
-2	4,34	0	2,9	-0,2	0,98	9,69	-1,94	9,49	4,42	14,16	0,27	0	0	41,91	101,49	16,74	
-1	4,34	0	5	-0,1	0,99	16,34	-1,63	16,26	4,36	13,94	0,27	0	0	40,88	167,01	18,37	
0	4,34	0	6,5	0	1,00	21,55	0,00	21,55	4,34	13,87	0,27	0	0	40,08	215,90	19,74	
1	4,34	0	7,7	0,1	0,99	25,34	2,53	25,21	4,36	13,94	0,27	0	0	39,53	250,38	20,81	
2	4,34	0	8,4	0,2	0,98	27,64	5,53	27,08	4,42	14,16	0,27	0	0	39,25	271,23	21,53	

Chapitre X**Organisation du chantier**

3	4,34	0	8,6	0,3	0,95	28,43	8,53	27,12	4,54	14,54	0,27	0	0	39,26	279,06	21,93	
4	4,34	0	8,4	0,4	0,92	27,58	11,03	25,27	4,73	15,14	0,27	0	0	39,55	272,66	22,02	
5	4,34	0	7,5	0,5	0,87	24,84	12,42	21,51	5,01	16,02	0,27	0	0	40,13	249,22	21,88	
6	4,34	1,95	4,1	0,6	0,80	26,07	15,64	20,86	5,42	17,34	0,27	0	0	40,97	267,02	23,02	
7	4,34	3,68	0	0,7	0,71	23,77	16,64	16,97	6,07	19,42	0,27	0	0	42,06	249,94	24,05	
8	2,89	0,84	0	0,8	0,60	3,62	2,89	2,17	4,82	15,41	0,27	0	0	43,08	38,96	16,00	
							71,36				172,6					2373,06	230,99

Annexe E: Abaque pour le dimensionnement du bassin type II.

Expert PDF Evaluation



Expert PDF Evaluation