

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET :

**ETUDE DE LA RETENUE COLLINAIRE DE TAFRAOUT
WILAYA DE MEDEA**

PRESENTE PAR:

KARFI Manal

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M^r M.HASSANE	M.C.B	Président
M^{me} A.ADDOU	M.A.A	Examinatrice
M^{me} N.SAIL	M.A.A	Examinatrice
M^r I.ZAIBEK	M.A.B	Examineur
M^rM.K.MIHOUBI	Professeur	Promoteur

Septembre 2014

Remerciement

Je remercie tout d'abord le bon Dieu de m'avoir aidé et donné la patience et le courage afin d'achever ce modeste travail.

A l'issue de ce mémoire de fin d'études, je tiens à exprimer mes vifs remerciements à toute personne ma aidé, encouragé, soutenu pour l'accomplissement de ce travail.

Le grand remerciement va pour mon promoteur Mr M.K,MIHOUBI pour ses encouragements et son soutien pendant toute la période de l'élaboration de ce travail.

Je tiens à remercier l'ensemble des enseignants de l'ENSH, particulièrement

Le jury qui me fera l'honneur d'apprécier ce travail

Et bien sûr sans oublier ma famille et tous mes amis qui m'ont aidé et encouragé.

Merci
KARFI MANAL

DEDICACE

La vie est un parcours dur, une succession d'évènements et de souvenirs, par fois bons et toute fois très touchant, mais elle reste toujours ce parcours qui nous identifie.

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

- *A mes deux perles rares qui rayonnent dans ma vie, à mes chers parents pour tous ce qui m'ont donné, j'avoue que je ne pourrais jamais les remercier assez.*
- *A mes deux frères ;*
- *A mes sœurs ;*
- *A toute ma famille ;*
- *A tous mes enseignants.*
- *A tous mes amis sans exception. Surtout : SAIDA, FATIMA, KHADIDJA.*

A tous ce qui m'aime .

Merci

KARFI MANAL

ملخص

تعمل الدولة الجزائرية على تكثيف الانتاج الفلاحي في مختلف ولايات الوطن وذلك بإنشاء سدود صغيرة مخزنة لكميات معتبرة من المياه خاصة المناطق الفلاحية، في إطار هذه الإستراتيجية استفادت ولاية المدية من مشروع بناء سد واقع على واد الاوفار في بلدية شلالة العذاورة والذي هو موضوع هذه المذكرة حيث قمنا خلالها بدراسة معمقة لحيولوجية و هيدرولوجية هذا السد الصغير. ثم قمنا بدراسة محددة لأبعاده وملحقاته كما تحققنا من ثباته وفيما يتعلق بالانجاز قمنا بشرح و تنظيم جميع مراحل الانجاز

Résumé

L'état Algérien s'efforce à l'intensification de la production agricole par la création des retenues collinaires qui représentent des substantielles réserves d'eau. Dans le cadre de cette stratégie la Willaya de Médéa a bénéficié d'un projet de construction d'une retenue collinaire sur Oued EL OUFAR commune de TAFRAOUT, cette retenue fait l'objet de ce mémoire, Nous avons pris le soin de faire une étude détaillée de la géologie et de l'hydrologie de cette retenue, puis Nous sommes passé au dimensionnement de la digue et des ouvrages annexes, ainsi une étude de vérification de stabilité ; et ce qui concerne la réalisation , nous avons fait une organisation de chantier.

Abstract

The Algerian government is working to develop the agricultural production in its different states, in terms of building small dams which stock big amount of water especially in agricultural areas. In the context of this strategy the state of MEDEA has benefited from the project of building a dam situated on Oued EL OUFAR in TAFRAOUT town, which's the subject of this thesis, we have done a detailed study of the geological and hydro geological aspects of the dam and we follow with the study of its dimensions and annexes, thus study of checking of stability ; and what relates to the realization, we made an organization of building site.

SOMMAIRE

Introduction générale 1

CHAPITRE I : PRESENTATION DU SITE

I-1 Introduction	1
I-2 Situation géographique du site	1
I-3 Caractéristiques géographiques et géomorphologiques	2
I-4 Conclusion	3

CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

II-1 Introduction	4
II-2 ETUDE GEOLOGIQUE REGIONALE	4
II-3 GEOLOGIE AU NIVEAU DE LA CUVETTE	8
II-3-1 site de la retenue collinaire	8
II-4 Matériaux locaux de construction	8
II-4 -1 Recherche et présentation des zones d'emprunt	8
II-5 Conclusion	10
II-6 Reconnaissance géotechniques	10
II Etude géotechnique	10
II-1 Recherches effectuées et études de fondation	11
II-2 Lithologie de la cuvette	11
II-3 Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue	11
II-4 Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise de la digue	12
II-5 Fondation de la digue et ses ouvrages annexes	12
II-6 Matériaux de construction de la retenue collinaire	13
II-7 Matériaux de construction de la retenue collinaire	13
II-7-1 Mode opératoire des essais	13
II-7-2 Essai mécanique	13
II-7-3 Interprétation des résultats des essais de laboratoire	15
II-7-3-1 Résultats des essais physiques	15
II-7-4 Résultats des essais mécaniques	15
Conclusion.....	18

CHAPITRE III : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

III-1 Introduction	19
III-2 Caractéristiques morphologiques du bassin versant	19

III-2-1 Caractéristique géographiques du bassin versant	19
III-2-2 caractéristiques morphologiques du bassin versant	20
III-3 Caractéristiques climatiques du bassin versant	30
III-4 Etude précipitations	32
III-4-1 Homogénéisation des données	32
III-4-2 Les précipitations maximales journalières	33
III-4-2-1 Choix de la loi d'ajustement	33
III-4-2-2 La pluie de courte durée de différentes fréquences et leurs intensités	38
III-5 Etudes des apports	41
III-5-1 Apport moyen interannuel (Ao)	41
III-5-2 caractéristiques de l'écoulement	43
III-5-3 Irrégularité des apports	48
III-5-3-1 Estimation fréquentielle des apports	48
III-5-3-2 Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%	48
III-6 ETUDE DES CRUES	49
III-6-1 FORMULES EMPIRIQUES	49
III-6-2 Hydrogramme de crue	51
III-7 Choix de la crue de projet	54
III-7-1 Volume mort	54
III-7-2 Courbes caractéristiques de la retenue	56
III-7-3 Régularisation des débits	58
III-7-3-1 Module d'irrigation	59
III-7-3-2 Calcul du volume utile	60
III-7-3-3 Régularisation saisonnière (sans tenir compte des pertes)	60
III-7-3-4 Régularisation saisonnière (En tenir compte des pertes)	62
III-8 Laminage des crues	68
III-8-1 Principe de calcul	68
III-9 Etude d'optimisation	73
III-9-1 Dimensionnement préalable de la digue	73
III-9-2 Calcul du coût de la digue	75
III-9-3 Calcul du coût de l'évacuateur de crue	76
III-9-4 Laminage pour un déversoir de largeur $b= 6,00m$	79
Conclusion.....	80

CHAPITRE IV : Etude des variantes

Introduction	81
IV-1 Choix du site du barrage	81
VI-2 Choix du type de barrage	81
VI-2-1 La topographie du site	81
VI-2-2 Morphologie de la vallée	81
VI-2-3 Conditions géologiques et géotechniques	82
VI-2-4 matériaux de construction	82
IV-3 Les variantes à choisir	82
IV-3-1 Barrage en terre homogène	83
IV-3-2 Barrage zoné	83

IV-4 Objet de l'étude de variantes	83
IV-5 Définition de profil général du barrage	83
IV-5-1 pentes des talus	83
IV-5-2 Les bermes	84
IV-6 Etanchéité du barrage	88
IV-6-1 le noyau	88
IV-6-2 le drainage du barrage	90
IV-6-3 la Clé d'étanchéité	93
IV-7 Etude Technico-économique	94
IV-7-1 Barrage Homogène en argile avec prisme de drainage	95
IV-7-2 Barrage Zoné	95
Conclusion	96

CHAPITRE V: Etude de la variante choisie

Introduction	97
V-1 Récapitulatif	97
V-2 Détail constructif du barrage	97
V-2-1 Protection des talus	98
V-2-3 Prisme de drainage	99
V-2-4 la Clé d'étanchéité	101
V-2-5 Dimensionnement de tapis de drainage	101
V-2-6 Les Drains	102
V-3 Réseau d'écoulement	102
V-3-1 Les infiltrations	104
V-3-2 Calcul du débit de fuite par infiltration	105
V-3-3 Calcul des fuites à travers la fondation	105
V-3-4 Calcul des filtres (annexes B)	106
V-4 Etude de la stabilité des talus	109
V-4-1 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement	115
V-4-2 Discussion sur les valeurs du coefficient de sécurité	116
Conclusion	118

CHAPITRE VI : OUVRAGES ANNEXES

Introduction	119
VI-1 Ouvrage de Prise d'eau	119
VI-1-1 Type de prise	119
VI-2 Ouvrage de vidange	120
VI-2-1 Conduite de vidange en charge	120
VI-2-2 Conduites à écoulement libre	120
VI-2-3 Choix de la variante	120
VI-3 Ouvrage d'évacuateur de crues	122
VI-3-1 Critères de choix de l'évacuateur de crue	122
VI-3-2 Différents types des évacuateurs de crues	122

VI-3-3 Choix de la variante	123
VI-4 Évacuateur des crues	124
VI-4-1 Dimensionnement et calcul hydraulique	124
VI-5 Ouvrage de vidange	135
VI-5-1 Vidange de fond	135
VI-5-2 Ouvrage de prise d'eau	138
Conclusion	139

CHAPITRE VII : DERIVATION PROVISOIRE

Introduction	140
VII-1 Type d'ouvrage de dérivation provisoire	140
VII-2 Choix de la crue de dimensionnement	141
VII-3 Succession des travaux	141
VII-4 Calcul hydraulique de galerie	141
VII-5 Dimensionnement du batardeau	144
VII-5-1 Type de batardeau	144
VII-5-2 Calcul d'optimisation	146
VII-5-3 Construction du batardeau	149
VII-6 Ouvrage de restitution	151
Conclusion	151

CHAPITRE VIII : PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL

VII-1 Introduction	152
VII-2 Conditions dangereuses dans le chantier	152
VII-3 Actions dangereuses	152
VII-4 Mesures préventives	153
VII-5 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation	153
Conclusion	155

CHAPITRE IX : ORGANISATION DE CHANTIER

IX-1 Introduction	156
IX-2 Succession des travaux	156
IX-3 Planification	159
Conclusion générale	
Références Bibliographiques	
Annexes	

LISTE DES FIGURES

Figure I.01 : Carte situation de site échelle : 1/50000	2
Figure II.01 : Extrait de Carte géologique de la région Echelle 1/20000	6
Figure II.02 : Légende de l'extrait de Carte géologique la carte géologique	6
Figure II.03 : Carte de zonage sismique du territoire nationale.....	7
Figure III.01: Bassin versant de la retenue collinaire.....	20
Figure III .02: Rectangle équivalent.....	22
Figure III.03: Plan topographique du bassin versant d'Oued ELoufar(W.Médéa)	23
Figure III.04 : courbe hypsométrique.....	24
Figure III.05 : Réseau hydrographique du bassin versant d'oued EL Oufar	27
Figure III.09: représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel	36
Figure III.10: représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton	37
Figure III.11: la comparaison graphique entre les trois lois (Galton, Gauss et Gumbel)	38
Figure III.13: Courbes des pluies de courte durée.....	40
Figure III.14 Courbes des intensités fréquentielles	40
Figure III.15: Répartition mensuelle de l'apport moyen	43
Figure III.16: Représentation graphique de l'apport de la fréquence 80%	49
Figure III.17: L'Hydrogrammes des crues probables en fonction de tempst	54
Figure III.18: Courbes Hauteurs -Surface.....	58
Figure III.19: Courbes Hauteurs - Capacité	58
Figure III.20: Hydrogramme de crue centennale	68
Figure III.21: Courbes $q=f(H)$	72
Figure III.22: Courbes Hauteurs - Capacité	72
Figure III.23: Schéma du coût de la digue	78
Figure IV.01 : Différents types de barrages en remblai	82
Figure IV.02 : importance du revêtement.....	85
Figure IV.03 : Disposition des différent drain	91
Figure V.01 : Force exercées par une tranche de sol	110
Figure VI.01 : Dimensions de déversoir	125
Figure VI.02 : Schéma de profil du seuil déversant types creaguer	126
Figure VII.01 : Schéma de calcul des différents diamètres	146
Figure IX.01 : Réseau à nœud.....	162
Figure IX.02 : Diagramme de Gantt	163

LISTE DES TABLEAUX

TableauII.1 : Coefficients d'accélération	8
TableauII.2 : Résultats de l'essai de perméabilité.....	14
TableauII.3 : Teneur en eau naturelle.....	15
TableauII.4 : Résultats de compactage (essai de Proctor normal)	15
TableauII.5 : Résultats des essais de compressibilité à l'oedomètre.....	15
TableauII.6 : résultats d'Analyse chimiques	16
TableauII.7 : caractéristiques géotechniques	17
TableauIII.1: Principales caractéristiques du bassin versant.....	20
Tableau III.2: Coordonnées de la courbe hypsométrique	23
Tableau III.3: Tableau récapitulatif des résultats précédents	24
Tableau III.4: Détermination de la pente de Roche Ip	25
Tableau III.5: Evaluation de la pente moyenne.....	26
Tableau III.6: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)	26
TableauIII.7: récapitulatif des résultats du temps de concentration.....	29
TableauIII.8: Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant	29
TableauIII.9:Température moyenne mensuelle.....	30
TableauIII.10: Répartition mensuelle de l'évaporation. (1990-2004)	30
Tableau.III.11: Répartition mensuelle de l'humidité relative	31
TableauIII.12: Vitesse de vent	32
TableauIII.13: Coordonnées et code de la station Chellalet EL Adhaoura	32
TableauIII.14: Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations	32
Tableau III.15: Caractéristiques empiriques de la série .N=37 ans	33
Tableau III.16: Ajustement à la loi de Gumbel	35
Tableau III.17: Résultats du calcul de l'adéquation.....	35
Tableau III.18: Ajustement à la loi de Galton (Log-normale)	37
Tableau III.19: Résultats du calcul de l'adéquation	37
Tableau III.20: Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences	39
Tableau III.21: Récapitulatif des résultats.....	42
Tableau III.22: Répartition mensuelle de l'apport moyen du site	43
Tableau III.23: caractéristiques de l'écoulement.....	44
Tableau III.24: Irrégularités des apports	45
Tableau III.25: Précipitation mensuelle	46
Tableau III.26: Apports moyens mensuelles(Mm3).....	47
Tableau III.27: l'Apport fréquentiel	48
Tableau III.28: Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%	48
Tableau III.29: Valeurs de γ en fonction de bassin versant	50
Tableau III.30: Récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.....	50
Tableau III.31: Récapitulatif des résultats de la formule de TURAZZA.....	51
Tableau III.32: Débit de pointe par les différentes formules	51
Tableau III.33: Crue de projet	51
Tableau III.34: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	52

Tableau III.35: Précipitation mensuelle	53
Tableau III.36: Valeur de α en fonction de la perméabilité	55
Tableau III.37: Résultat de Formule de TIXERONT	56
Tableau III.38: Caractéristiques topographiques de la retenue	57
Tableau III.39: Suite du tableau Caractéristiques topographiques de la retenue	58
Tableau III.40: Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation	59
Tableau III.41: Répartition mensuelle de la consommation des eaux d'irrigation	59
Tableau III.42: Régularisation saisonnière (sans tenir compte des pertes)	60
Tableau III.43: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	61
Tableau III.44: Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique	62
Tableau III.45: Répartition mensuelle de l'évaporation. (1990-2004)	62
Tableau III.46: Évaluation des pertes	63
Tableau III.47: Évaluation des pertes.....	64
Tableau III.48: Régularisation saisonnière en tenir compte des pertes.....	65
Tableau III.49: Régularisation saisonnière en tenir compte les pertes (2ère itération).....	66
Tableau III.50: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	67
Tableau III.50 Données initiales:	71
Tableau III.51: Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de Hd	71
Tableau III.52: Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.....	73
Tableau III.53: Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.....	75
Tableau III.54: coût et volume de la digue.....	76
Tableau III.55: : Calcul des coûts du déversoir et l'excavation	77
Tableau III.56: Calcul du coût de coursier	77
Tableau III.57: Calcul du coût de coursier.....	78
Tableau III.58: Résultats de l'optimisation	79
Tableau III.59: Les caractéristiques du barrage	79
Tableau IV.1 : Caractéristiques de la retenue	83
Tableau IV.2 : Valeurs indicatives des pentes des talus.....	84
Tableau IV.3 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids	86
Tableau IV. 4 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.....	87
Tableau IV. 5 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation	89
Tableau IV.6 : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage	89
Tableau IV.7 : Les coûts des variantes étudiant.....	92
Tableau V. 1 : Récapitulatif des résultats de la couche de filtre	97
Tableau V. 2 : Coordonnée de la parabole de Kozeny.....	104
Tableau V.3 : Le gradient d'infiltration critique	106
Tableau V.4 : Le coefficient de sécurité en fonction de la classe de l'ouvrage.....	106
Tableau V.5 : Coefficient de stabilité admissible des talus.....	111
Tableau V.6 : Détermination des rayons des cercles de glissement.....	112
Tableau V.7 : Résultat de cas étudié	112
Tableau V.8 : Caractéristique géotechnique	113
Tableau V.9 : Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement	117
Tableau VI. 1 : Type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{V}$	121
Tableau VI.2 : Coordonnés de profil du déversoir type Greager	125
Tableau VI.3 : Calcul de la profondeur normale.....	130
Tableau VI.4 : Calcul de la ligne d'eau.....	130

Tableau VI.5 : Ligne d'eau avec un pas de 10m	130
TableauVII. 1 : Valeurs des coefficients de débits.....	131
TableauVII. 2 : $Q = f(D)$	143
Tableau VII.3 : Calcul de la charge $H_{dév} = f(T)$	144
Tableau VII.4 : Résultats de laminage	144
TableauVII. 5 : Récapitulation des résultats des formules.....	145
Tableau VII.6 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête	146
Tableau VII.7 : Paramètres de calcul d'optimisation	147
Tableau VII.8 : Résultats de calcul d'optimisation	148
TableauVIII.1 : Plan de sécurité adapté aux travaux	154
Tableau IX.1 : Les paramètres de la méthode C.P.M.....	160
TableauIX. 2 : Symboles des opérations	161

LISTE DES PLANCHES

Planche n°1 : Plan d'aménagement de la retenue collinaire de TAFRAOUT (W.MEDEA).

Planche n°2 : Coupe géologique suivant l'axe de la digue de la retenue collinaire de TAFRAOUT(W.MEDEA).

Planche n°3 :Coupes types et détails des deux variantes de la digue de la retenue de TAFRAOUT (W.MEDEA).

Planche n°4 : Coupes type et détails de la digue choisie de la retenue de TAFRAOUT(W.MEDEA).

Planche n°5 : Coupes en travers de la digue de la retenue de TAFRAOUT(W.MEDEA).

Planche n°6 : Schéma de calcul de stabilité de la retenue de TAFRAOUT(W.MEDEA).

Planche n°7: Profil en long de l'évacuateur de crue de la retenue de TAFRAOUT (W.MEDEA).

Planche n°8: Profil en long de la vidange de fond et de la prise d'eau de la retenue de TAFRAOUT (W.MEDEA).

INTRODUCTION GENERALE

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

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

Des efforts considérables ont été consentis par l'état pour accroître la mobilisation des ressources hydriques, contribuant depuis la dernière décennie à une meilleure satisfaction des besoins en eau de la population, ainsi que de l'agriculture et de l'industrie.

La construction d'un petit barrage sur Oued EL Oufier, dans la wilaya de Médéa, s'inscrit dans cette perspective qui vise à mobiliser les eaux de ruissellement et les apports naturels de son bassin versant et les exploiter dans l'irrigation des terres environnantes, et même pour les besoins en eaux potables.

De ce fait, le travail de ce mémoire de fin d'études consiste à concevoir un petit barrage qui peut s'adapter aux conditions locales du milieu (topographique, géologique et Hydrologique) et répondre aux objectifs généraux du projet.

Chapitre I

PRESENTATION DU SITE

I.1.Introduction :

Pour la justification des activités à entreprendre et des ouvrages à projeter, on doit faire une présentation du site ou une étude topographique qui consiste à rassembler certains documents concernant l'étude à entreprendre (carte d'état-major, levé topographique du site) et cela pour infirmer ou confirmer la faisabilité de l'ouvrage.

I.2. Situation géographique du site

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

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.

En prenant ces paramètres en considération on s'est proposé un site dans la situation géographique est :

La future retenue de TAFRAOUT se trouve au Sud Est de Médéa chef-lieu de la wilaya, elle est limitée par :

A l'Est par la commune de Cheniguel.

Au Sud par la commune Chellalet El Adhaoura.

A l'Ouest par la commune de Sidi Ziane et Kef Lakhdar.

Au Nord par la commune de Sidi Zahar et la commune de Ridane qui fait.Partie de la W de Bouira

TAFRAOUT est traversée par le chemin de wilaya CW70, celui-ci permet la liaison avec Souagui au nord et Chellalet El Adhaoura au sud.

La commune de TAFRAOUT avec une superficie de 105 Km² (10500 ha) se localise sur le versant méridional de l'Atlas Tellien à quelques 80 kilomètres à vol d'oiseau au Sud d'Alger.

Les coordonnées Lambert selon la carte 1/50000 sont :

$X = 562.90 \text{ km ;}$

$Y = 297.10 \text{ km ;}$

$Z = 918 \text{ m. c\^ote du oued a l'axe du barrage}$

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



Figure I.01 : Carte situation de site échelle : 1/50000

I.3. Caractéristiques géographiques et géomorphologiques :

Après la localisation du site choisi pour le future aménagement sur la carte topographique, une étude cartographique a permis de déterminer les principales caractéristiques du bassin versant .

Le bassin versant est constitué, d'une zone base avec des terrains relativement plats à des pentes fortes à faibles et d'une zone haute dont le relief est accident , les terrains de zone basse sont à vocation agricole de haute valeur, la culture pratiqu e, à défaut d'irrigation, est la céréaliculture.

La cuvette se trouve dans un relief plat avec des pentes faibles, comprise entre deux collines l'une est plus haute que l'autre, celle de la gauche ne dépasse guère les vingtaines de mètres.

La plus grande partie du bassin versant (70%) se trouve entre 900m et 1100m d'altitude. Le réseau hydrographique est constitué d'un ensemble de talwegs hiérarchisés et sans dénomination.

I.4.Conclusion

De façon générale on peut dire que le site du petit barrage de la commune de TAFRAOUT est faisable du point de vue topographique.

Chapitre II

ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

II.1. INTRODUCTION :

L'étude d'un barrage nécessite une connaissance géologique et géotechnique approfondies et détaillées sur le site étudié.

Les études géologiques et géotechniques doivent répondre aux questions concernant :

- La stabilité mécanique et l'étanchéité des appuis et fondations des ouvrages.
- L'étanchéité de la cuvette de la retenue et la stabilité de ses versants.

L'existence et les caractéristiques des matériaux nécessaires à la construction du barrage

La faisabilité d'un barrage est basée sur la nature géologique de son axe et de sa cuvette.

Ce site doit être géologiquement acceptable c'est-à-dire qu'il doit assurer une bonne assise de la digue et pouvoir fournir les matériaux nécessaires pour sa construction.

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

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

- Faible compressibilité, perméabilité, degré d'altération.
- Grande résistance à l'écrasement.

II.2 ETUDE GEOLOGIQUE REGIONALE :

Généralités:

La géologie c'est la science qui étudie les sols, et les processus géologiques qui influent sur les conditions de construction et d'exploitation des ouvrages (notamment hydrotechnique).

La géologie du bassin versant du petit barrage de Oued EL OUFER est illustrée par l'extrait de la carte géologique ci-après dans la (figure N01).

A/Stratigraphie générale :

1. jurassique supérieur:

Formation Basale:

C'est l'ensemble stratifié et massif, des calcaires, sombre, bleuté, comportent souvent localement, des développements de polypiers.

2. Crétacé :

Faciès marin normaux :

Le crétacé est présenté dans tous les synclinaux. C'est une série monotone, argile-gréseuse mal définie sur les terrains des affleurements. Les calcaires et marnes à ammonites (ci) en couches bien réglées, les bancs calcaires, parfois puissants donnent lieu à des escarpements remarquables. La séparation des couches marneuses avec le sénonien n'est pas

toujours facile, mais les bancs calcaires établissent nettement la limite. Ces couches se trouvent peu épaisse.

ET aussi existent :

❖ **Crétacé et jurassique :**

C'est des crétacé non sépare leur symbole est le suivant cj (Burdigalien).Et se trouvé en quantité importante.

❖ **Eocène inférieur moyen :**

Argiles feuilletées intercalées et quartzites, avec principaux bancs de quartzites, les fossiles sont très rares (ei).

❖ **Eocène moyen marin:**

Leur symbole est (em),

❖ **Oligocène marin:**

Incluant localement donc c'est des Eocène supérieure, Leur symbole est (O).

❖ **Miocène inférieur marin :**

Mi (Burdigalien).

❖ **Quaternaire continental:**

Ces des petites quantités de regs, terrasser (qt).

La figure suivante présente les différentes formations existantes sur le site de la future retenue

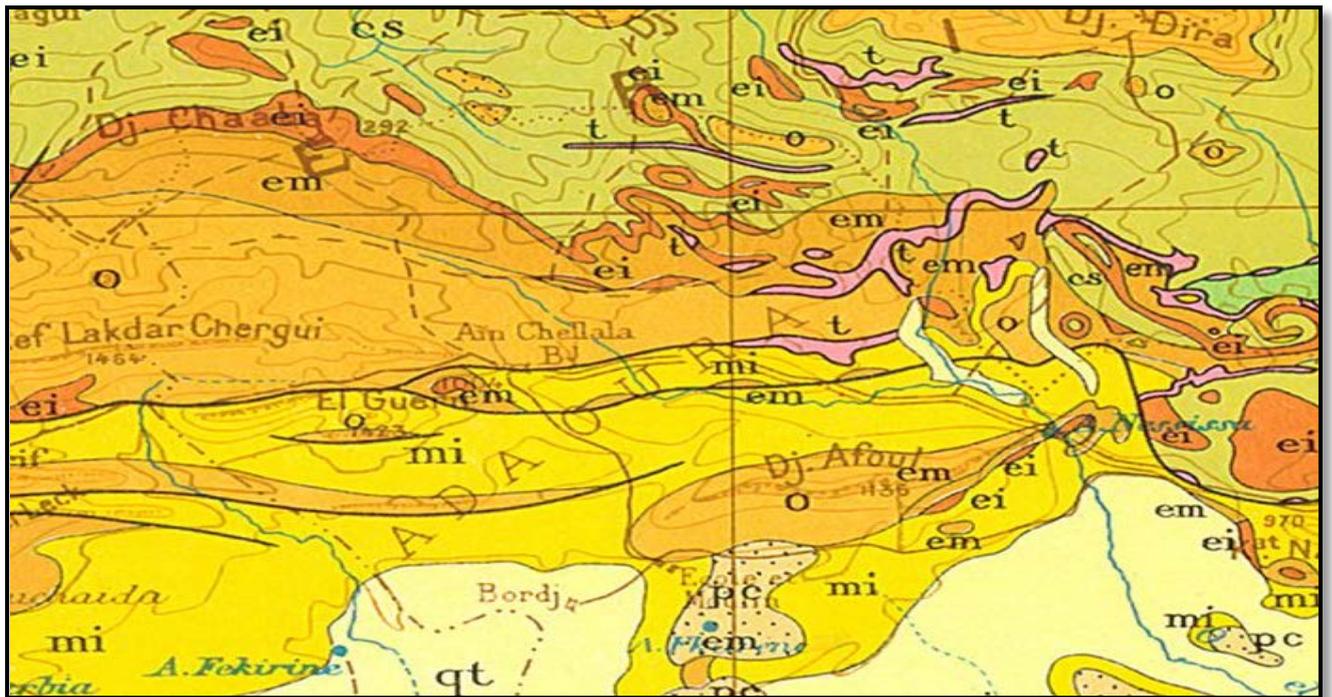
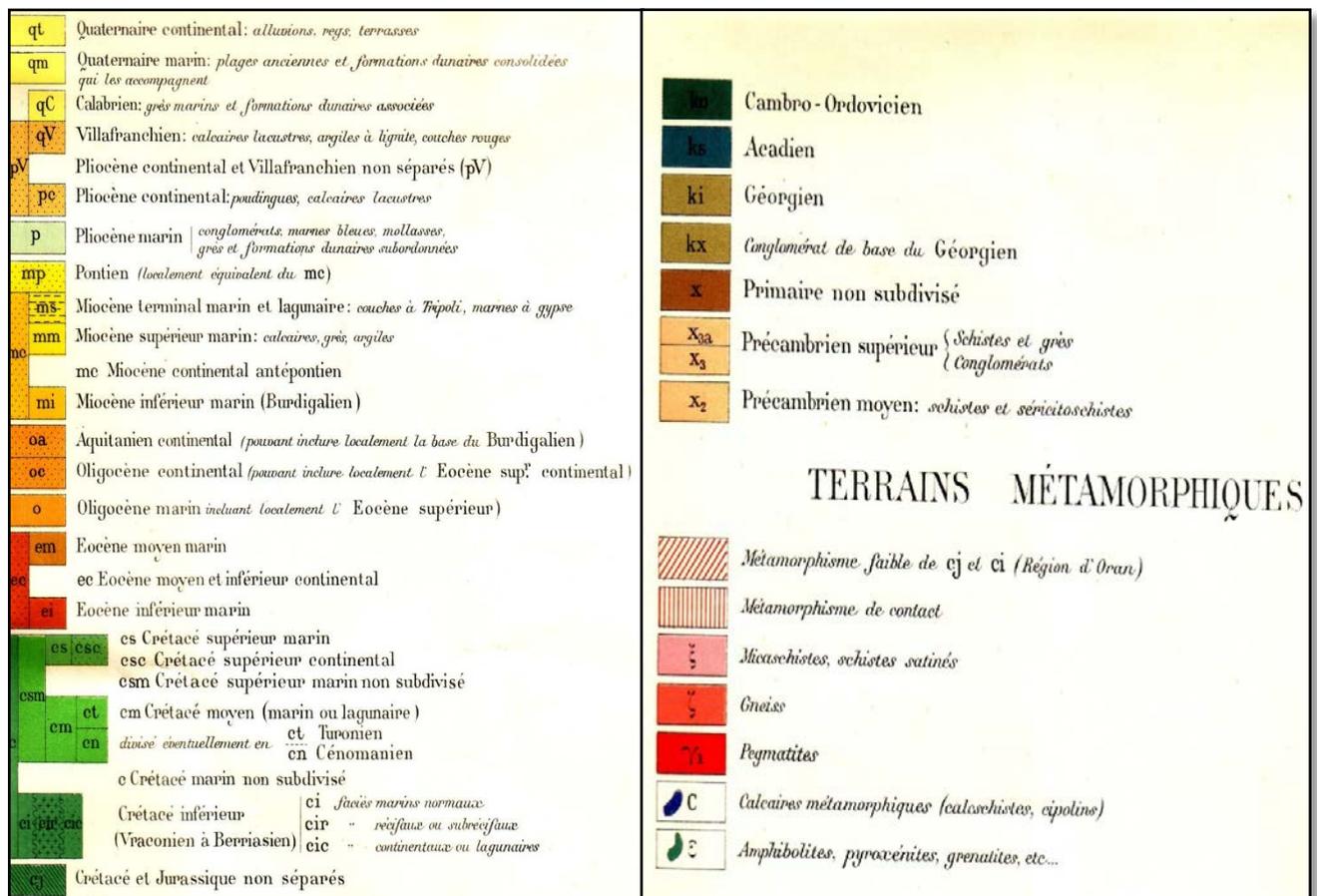


Figure II.01 : Extrait de Carte géologique de l'Algérie Echelle 1/20000

La légende de la carte :



B/.Sismicité de 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 I à III en fonction de l'importance décroissante qu'il présente pour la vie économique et sociale de la communauté.

Le site du retenue collinaire de Oued El OUFAR est situé dans la zone « II » (zone à activité tellurique intense d'après (sismique hazard Manning of Alegria, juin 1978)) des cartes iso accélération utilisant un model Bayésien ont été établies pour des périodes de 1000, 500 et 10 ans. On préconise alors un coefficient de dommage égal à 0,10.

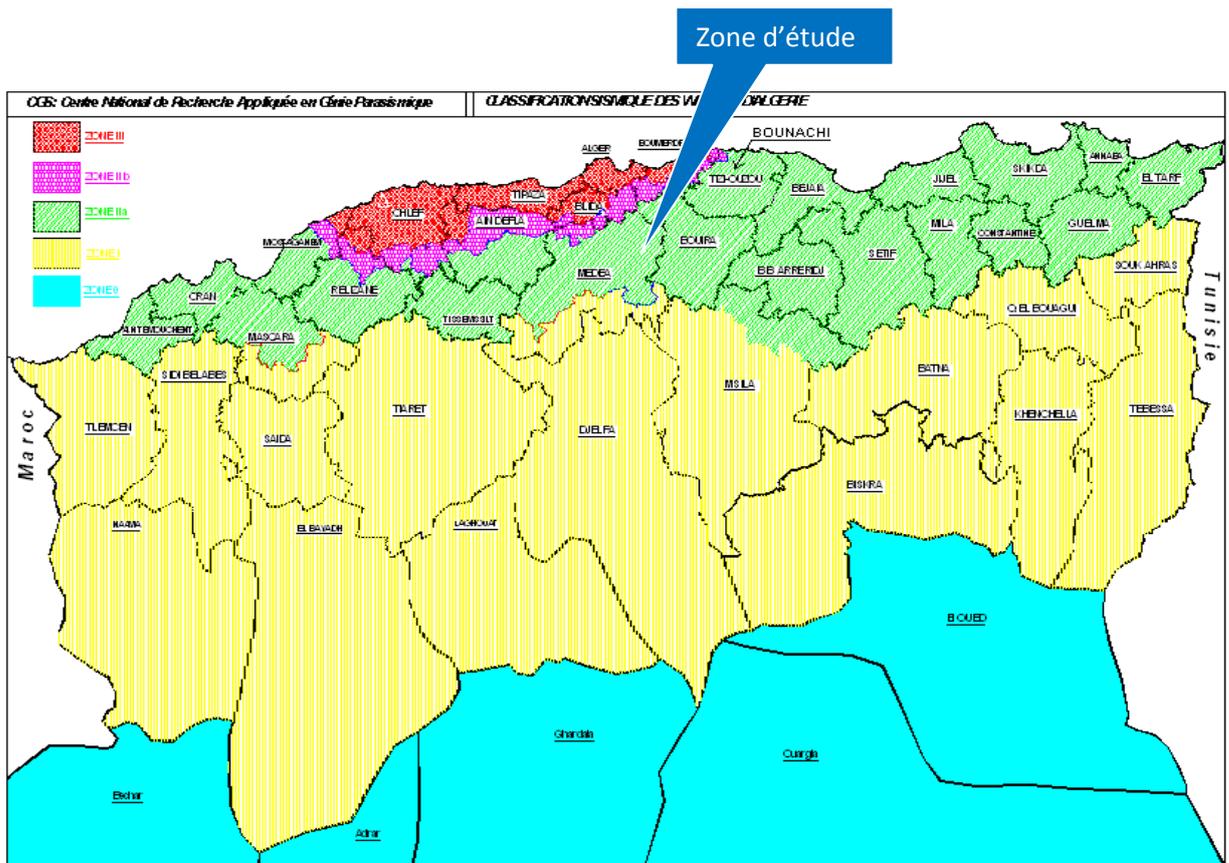


Figure II.03 : la carte de zonage sismique du territoire nationale (Source RPA(99)

V2003 modifiée)

Tableau II.01 : Coefficients d'accélération

Groupe	Zone I	ZoneII-a	ZoneII-b	ZoneIII	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0,15	0,25	0,30	0,40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0,12	0,20	0,25	0,30	Ouvrages de grande importance
2	0,10	0,15	0,20	0,25	Ouvrages courants
3	0,07	0,10	0,14	0,18	Ouvrages de faible importance

II.3. GEOLOGIE AU NIVEAU DE LA CUVETTE :

II.3.1. site de la retenue collinaire :

❖ Corps de la digue :

Il est recommandé d'ancrer le remblai de la digue de la retenue à partir de 2 mètres de profondeur au niveau de l'Oued.

❖ Evacuateur de crue :

Implanté sur la rive gauche de la retenue collinaire, ayant comme assise de fondations les argiles.

❖ La prise d'eau et la vidange de fond :

Elles seront implantées au fond du thalweg de la retenue collinaire d'Oued el OUFAR.

❖ Stabilité des versants

Au niveau de site de la retenue collinaire, les problèmes d'instabilité du terrain de fondation lors de la mise en eau ne se posent plus à cause de la nature du terrain et le sens de pendage des couches défavorable pour une mise en instabilité.

❖ Etanchéité du site et de la cuvette

Selon la nature des conditions lithologiques des terrains au niveau du site et de la cuvette, on peut conclure que l'étanchéité du site et de la cuvette sera assurée par le terrain de fond.

II.4. Matériaux locaux de construction :

II.4.1. Recherche et présentation des zones d'emprunt :

En prévision de l'étude de variantes de barrages homogènes ou hétérogènes, avec usage des matériaux naturels locaux, il a été procédé à une distance proche du site, à une prospection de ces matériaux, en vue de les caractériser pour une éventuelle exploitation.

❖ Enrochements :

Dans le cours de l'Oued, on relève la présence de blocs roulés, de dimension décimétriques, disséminés dans les masses alluviales et dont l'exploitation n'est pas aisée.

Les quantités disponibles ne peuvent répondre que partiellement aux besoins de construction d'une retenue.

Comme zone d'emprunt intéressante en enrochement hétérogène, on citera les vastes dépôts alluvionnaires, en rive droite de l'Oued, à l'aval du site.

La préservation des terres agricoles reste néanmoins nécessaire.

❖ Alluvions d'oued :

La vallée alluvionnaire de l'oued Tafraout, de part sa faible étendue (environ 0.1 x 4 Km), pourra fournir une faible quantité de matériaux meubles. Il s'agit d'une zone potentielle pour l'extraction de granulats (sables et graviers) en quantité souhaitée.

Pour les besoins partiels de chantier, une sélection granulométrique est toutefois nécessaire.

❖ Matériaux fins argileux :

L'aire d'étude, particulièrement le périmètre de la cuvette, recèle d'importantes quantités de matériaux à composante argileuse certaine.

Leurs extensions couvrent de grandes surfaces des rives droite et gauche où les fractions fines de matériaux (argiles) y sont prédominantes.

Nous pouvons estimer d'ores et déjà que quantitativement les besoins du chantier pourront être satisfaits, avec l'avantage d'une proximité des zones d'emprunt. Pour ce cas d'une retenue en terre, l'éventualité de leurs utilisations sous forme de remblai compacté ou non, reste tributaire des résultats qualitatifs des analyses et essais de Laboratoire, établis sur la base d'un large échantillonnage.

Le mode d'investigation de terrain, la nature et le nombre d'essais et d'analyses sont détaillés dans le programme géotechnique.

❖ Enrochement pour rip-rap :

Ce matériau naturel, utilisé habituellement pour les protections en rip-rap des parements de barrage, est rencontré le long du lit mineur de l'Oued, parsemé de blocs roulés et arrondis de dimension pluri décimétrique.

Eu égard aux dimensions du cours d'eau, la quantité disponible de ces matériaux ne pourra garantir une couverture totale des parements. Une recherche supplémentaire de gisements sera effectuée dans les cours inférieur et supérieur de l'Oued et dans les thalwegs environnants.

II.5. Conclusion :

L'oued Taфраout laisse en réalité un choix restreint de sites potentiellement intéressants pour la mise en place d'une retenue de stockage.

L'axe retenu constitue un verrou topographique acceptable et intéressant compte tenu de sa proximité de la route goudronnée, de son accessibilité, et de la proximité des exploitations agricoles.

Il s'agit d'un site peu large donc économiquement intéressant.

A ce stade de connaissance des conditions de site, on ne relève aucune contrainte ou problème géologique majeur qui se rapportent à la stabilité des rives ou à l'étanchéité de la retenue.

Les meilleures conditions géotechniques, l'ensemble des mesures et dispositions constructives seront arrêtées dans le rapport d'interprétation qui complètera la présente mission.

A priori, la disponibilité de matériaux locaux (argiles, enrochements) dans des zones proches et très accessibles, laisse envisager la construction d'un ouvrage en terre avec un dispositif d'étanchéité et d'ancrage adapté à la nature des sols en place

II. Etude géotechnique :

Notre étude géotechnique consiste à :

- Etablir une reconnaissance de la nature des sols et de leurs caractéristiques géologiques et géotechniques.
- Définir, d'une part, le degré d'attaque et d'autre part les mesures à prendre pour éviter l'agressivité du sol et de l'eau qu'il contient par rapport au béton.
- Et enfin constater et recenser les risques naturels éventuels.

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

L'étude géotechnique de ce site s'est basée sur :

1°- des puits et une coupe lithologique d'Oued ont été réalisés pour nous permettre d'identifier la nature de la couche de fondation ainsi que la détermination de la succession lithologique du site.

2°- des essais de laboratoire, comprenant les essais d'identification, des essais mécaniques ainsi que des essais chimiques.

Ces essais nous permettent de mieux décrire et connaître la nature, les caractéristiques géotechniques des couches traversées et en particulier ceux de la couche de fondation.

II. 1 Recherches effectuées et études de fondation :***fouilles sondages carotte:**

Trois puits sur les rives gauche et droite ont été réalisés jusqu'à une profondeur de 6,00 m ainsi que trois sondages sur l'axe de la digue nous pouvons dire que le substratum argileuse plastique de couleur grisâtre à argileuse à argileuse de couleur grisâtre à inclinaison de blocs de grés à argileuse feuilletées de couleur grisâtre peu plastique se situe entre 1,00 et 5,00 m au niveau de l'oued.

Donc la digue prendra assise sur la roche mère, après élimination et nettoyage de la couche superficielle.

*** Observation de la nappe phréatique :**

La nappe phréatique n'a pas été observée sur les sondages ni dans les fouilles.

II. 2.Lithologie de la cuvette :

Cette analyse se base essentiellement sur les observations faites lors de la campagne de prospection géologique de terrain (levé géologique du site et son assiette et la description lithologique des sols et sous sol rencontrés lors de l'exécution des puits et tranchées).

La géologie locale est représentée, en fond de lit de l'oued et sur les versants, par des argiles de couleur grisâtre.

II. 3.Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue :

A partir de la campagne de prospection et de reconnaissance géologique du site de la retenue collinaire accentuée par l'exécution de nombreuses fouilles et spécialement trois sondages carottés à fin de déterminer la lithologie du terrain.

La structure géologique de la zone d'emprise de la digue, montre la présence des argiles de couleur grisâtre.

II. 4.Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise de la digue :**A/ Perméabilité :**

Nos investigations géotechniques nous permettent d'attribuer au terrain prévu pour le projet en question, une couche de fondation de nature argileuse de couleur grisâtre peu plastique et imperméable.

Le sol est de faible humidité et de faible compacité, moyennement compressible, peu gonflant et de bonne cohésion.

Les argiles soient imperméables. Leur perméabilité est de l'ordre de $2,8 \cdot 10^{-9}$ cm/s.

Du point de vue perméabilité le problème ne se pose pas vu la présence des formations argileuses presque en surface au niveau de l'oued dont l'épaisseur a été estimée à 3,50 m doit être excavée au niveau du para fouille ainsi que la couche superficielle (végétale) en dessous de la digue.

En ce qui concerne la cuvette, il n'y a aucune recommandation à faire parce qu'il n'y a pas de probabilité de fuite vers les bassins voisins.

B/ Stabilité :

Les argiles qui constituent la roche mère sont stables mais il faut veiller à ce que le para fouille soit refermée immédiatement pour éviter une altération par l'aire des argiles.

C/ Etanchéité :

Elle est garantie par la présence d'une couche d'argile feuilletée de couleur grisâtre à qui joue le rôle de tapis étanche pour les infiltrations verticales de l'eau.

II.5. Fondation de la digue et ses ouvrages annexes :

❖ Corps de la digue :

Il est recommandé d'ancrer le remblai de la digue de la retenue collinaire à partir de 2,00 mètres de profondeur au niveau de l'Oued.

❖ Evacuateur de crue :

Implanté sur la rive Gauche de la retenue collinaire, ayant comme assise de fondation des argiles plastique de couleur grisâtre.

❖ La prise d'eau et la vidange de fond :

Elles seront implantées au fond du thalweg de la retenue collinaire d'Oued Taфраout, elles seront fondées dans la formation d'argile de couleur grisâtre à inclinaison de blocs de grès.

II.6. Matériaux de construction de la retenue collinaire :

❖ Matériaux d'étanchéité :

Les matériaux nécessaires à l'étanchéité de la digue seront exploités des sols argileux (argiles de couleur grisâtre) se trouvant dans la cuvette de la retenue collinaire.

❖ Matériaux de Rip-Rap (enrochement) :

L'enrochement sera réalisé en roches gréseuses. Ces matériaux ont de bonnes propriétés géotechniques même à l'état saturé. Ils seront exploités en blocs de 200 mm à 300 mm de diamètre.

❖ Zone d'emprunt :

Cette zone est constituée essentiellement par des argiles. Après décapage de la terre végétale d'une épaisseur maximale de 0,40m et avec l'exploitation moyenne de 3,00 m on aura finalement une réserve de plus de la valeur de remblais de la digue, trois fois celui de la digue.

En conclusion toutes les caractéristiques de cette zone sont dans les limites convenables.

II.7. Prospection géotechnique de laboratoire :

II.7.1. Mode opératoire des essais :

Ces analyses sont réalisées dans le but de permettre une étude plus précise du sol et une meilleure identification des horizons géotechniques.

- **Essais de compressibilité** : ont été effectués à l'œdomètre et chaque essai sous des charges normales.

- **Essai de cisaillement rectiligne** : ont été exécutés sur des échantillons de sols non consolidés et non drainés sous des contraintes normales : 1,2 et 3 bars avec une vitesse de cisaillement de 1,20 mm/mn.

- **Essai de compactage** : effectués sur des échantillons de sols selon Proctor normal (OPN) (pression constante) et on détermine γ_{\max} correspondant à W_{opt} .

- **Essai chimique** : réalisés selon les normes mondialement reconnues.

II.7.2 Essai mécanique :

1-Oedomètre :

L'essai Oedomètre est destiné à l'étude de la consolidation et la compressibilité des sols en fonction de la contrainte verticale, il permet de prévoir l'importance et la durée du tassement des terrains.

Il s'agit d'un sol très moyennement compressible et peu gonflant.

2-Cisaillement :

D'après les résultats s'agit d'un sol de bonne cohésion.

3- Essai Proctor normal :

Le compactage est l'ensemble des opérations mécaniques qui conduisent à accroître la densité en place d'un sol, cette action augmente la compacité du sol, donc ressert la texture des matériaux, réduit la porosité de déformation du terrain et améliore sa capacité portante.

L'expérience montre que ce poids volumique sec n'est qu'une caractéristique du sol que dans une certaine mesure, car il varie également avec l'énergie de compactage et la teneur en eau.

Si l'on fait varier la teneur en eau de l'échantillon et que l'on représente graphiquement la variante de δd en fonction de W , on obtient une courbe en cloche qui représente un point haut que l'on appelle « optimum Proctor ».

Ce phénomène peut être expliqué comme suit :

Lorsque la teneur en eau est élevée, l'eau absorbe une importante partie de l'énergie de compactage sans aucun profit, de plus elle prend la place de grains solides, par contre, lorsque la teneur en eau est faible, l'eau a un rôle lubrifiant non négligeable et la densité sèche augmente la teneur en eau.

Sur le versant gauche de la courbe, appelé versant sec, le volume des vides est occupé par l'eau et de l'air, sur le versant droit appelé versant mouillé l'eau occupe pratiquement tous les vides ce qui facilite les déformations par cisaillement.

Influence de la nature du sol :

L'allure des courbes de compactage varie avec la nature du sol peu plastique. Pour un sable, elles présentent un maximum très marqué pour une Argile Plastique.

Lorsque la courbe est aplatie, le compactage est peu influencé par la teneur en eau, les matériaux de ce genre constituent les meilleurs remblais.

4- Essai de perméabilité :

Tableau II.02 : Résultats de l'essai de perméabilité.

Puits	Profondeur	Perméabilité
P1	3,00 m	Moyenne K= 2,50 *10⁻⁸ cm/s
P2	3,00 m	Moyenne K= 3.10 *10⁻⁸ cm/s
P3	3,00 m	Moyenne K= 2,80*10⁻⁸ cm/s

II.7.3-Interprétation des résultats des essais de laboratoire;

II.7.3.1-Résultats des essais physiques:

Tableau II.03 : Teneur en eau naturelle:

N° de puits	Profondeur	γ_h (t/m ³)	γ_s (t/m ³)	Wn%
P1	1,50/3,00	1,79	1,58	12,89
P2	1,50/3,00	1,79	1,58	12,80
P3	1,50/3,00	1,81	1,59	13,69

Sol de faible humidité.

Tableau 03. Limite d'Atterberg:

-Wl :limite de liquidité

-Wp : limite de plasticité

-Ip : indice de plasticité

D'après le diagramme de Casagrande, c'est un sol peu plastique.

III.7.4.Résultats des essais mécaniques:

Tableau II.04 : Résultats de compactage (essai de Proctor normal) :

N° de puits		Profondeur	Densité sèche γ_{max}	Teneur en eau optimale W_{opt}
P1	E2	3,00	1,74 g/cm ³	17,80 %
P2	E2	3,00	1,74 g/cm ³	19,40 %
P3	E2	3,00	1,88 g/cm ³	18,40 %

Tableau II.05 Résultats des essais de compressibilité à l'oedomètre :

N° de puit	Profondeur	Pc	Cc	Cg
P4	3,00	2,234 bar	0,025	0,038
P5	3,00	0,734 bar	0,161	0,023
P6	3,00	1,234 bar	0,166	0,025

Pc: pression de consolidation (bars)

Cc : coefficient de compressibilité

Cg : coefficient de gonflement

Les résultats des essais mécaniques montrent que le sol après compactage est forte Compressible et peu gonflant.

II.7.5. Résultats des essais chimiques:**Tableau II.06** : résultats d'Analyse chimiques.

Sondage	Prof (m)	Sulfates (%)	Carbonates (%)	pH
P4	1,50/3,00	0	12-10	8,01-8,05
P5	1,50/3,00	0	11-12	8,10-8,11
P6	1,50/3,00	0	11-13	8,05-8,11

- Le pH est proche de la neutralité.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- Le taux de carbonates est faible.

Agressivités vis-à-vis au béton :

Les résultats obtenus montrent que l'agressivité du sol est nulle par rapport au béton.

II.8. Reconnaissance géotechniques :

Trois sondages de reconnaissance ont été réalisés sur l'axe du site jusqu'à une profondeur de 8,00m. et un sondage est réalisé sur la zone d'emprunt.

Des fouilles à l'aide de la pelle mécanique et main d'œuvre ont été réalisées pour la recherche des zones d'emprunts aux alentours immédiats et sur l'axe de la digue.

Une campagne de mesure géotechnique a été effectuée sur les échantillons remaniés.

Conclusion géotechnique :*Nature de la couche de fondation :*

Nos investigations géotechniques nous permettent d'attribuer au terrain prévu

Pour le projet en question, une couche de fondation de nature argileuse peu plastique et Imperméable.

Le sol est de faible humidité et de faible compacité, moyennement compressible, peu gonflant et de bonne cohésion.

Tableau II.07 : caractéristiques géotechniques.

nature du sol	Caractéristiques	Plage de valeurs	moyenne
ARGILE MARNEUSE	Densité (gdt/m ³)	1,75 <gd<1,82	1,79
	Teneur en eau (Wn %)	11,89<Wn<14,92	13,41
	Perméabilité (K cm/s)	K= (2,50-3,10) *10 ⁻⁸ cm/s	2,80*10 ⁻⁸ cm/s
	plasticité		
	-limite de liquidité (WL %)	49<WL<59	54
	- indice de plasticité (IP)	22	28
	Compressibilité à l'œdomètre		
	-Pression de consolidation (bar)	-	1,40
	Coefficient de compressibilité (Cc)	-	0,117
	Coefficient de gonflement (Cg)	-	0,029
	Cisaillement rectiligne		
	- Cohésion apparente (bar)	-	0,81
	- Angle de frottement (°)	-	22,33
Chimie du sol	Teneur en carbonate (Ca CO ₃)	08 % < Ca CO ₃ < 12 %	10 %
	Teneur en sulfate	Néant	-

Stabilité du site :

Nos investigations géotechniques n'ont décelé aucun signe défavorable concernant la stabilité majeure du terrain.

On note la circulation de l'eau au niveau de l'Oued.

Recommandations :

Afin d'éviter les dommages des travaux nous recommandons les mesures préventives suivantes :

- Le décapage jusqu'a 2,00m afin d'éviter la perte des eaux du barrage.
- Prévoir un drainage adéquat afin d'éviter la stagnation des eaux au niveau des fondations.

- Procéder à un dallage périphérique autour des constructions
- Et enfin faire appel à notre laboratoire pour tout problème rencontré.

CONCLUSIONS

L'analyse des données obtenues sur le terrain et en laboratoire dans le cadre de cette chapitre que ce soit au niveau de l'assise de fondation de la digue et ses ouvrages annexes ousuivant une échelle plus grande, au niveau des versants de la retenue collinaire sur Oued Tafraout, nous a permis de faire les conclusions et les recommandations suivantes :

L'assiette destinée à recevoir la retenue collinaire est caractérisée par des formations géologiques qui sont argiloplastique de couleur grisâtre à argileuse de couleur grisâtre à inclinaison de blocs de grés à argileuse feuilletées de couleur grisâtre peu plastique et substratum argileuse; cette formation présente une bonne assise pour la réalisation d'une digue en terre homogène.

Il est recommandé un ancrage de 2,00 mètres au minimum.

Le site de la retenue collinaire est stable, le seul problème pouvant se développer après la réalisation est le phénomène de l'érosion. La digue sera réalisée avec des sols argileux, par conséquent, la protection des talus de celle-ci par des enrochements est nécessaire.

Les matériaux argileux destinés à l'étanchéité de la digue seront exploités de la zone d'emprunt située sur la cuvette de la retenue collinaire, elle est constituée par des argiles peu plastiques et pratiquement imperméables.

Chapitre III

ETUDE HYDROLOGIQUE

III.1.Introduction :

La présente étude a pour objet de déterminer les principales caractéristiques hydrologiques de Chaabet El Oufar qui sont indispensables pour le dimensionnement des différents volumes de la retenue collinaire : volume mort, volume utile et volume de laminage.

Les ressources hydriques superficielles de la région sont concentrées durant la saison pluvieuse qui s'étend de septembre à avril. Les calculs de régularisation de l'écoulement permettent de savoir les réserves qui couvrent les différents besoins durant la saison de l'irrigation.

Le débit maximum d'eau est la phase hydrologique extrême de la crue pluviale, dont la genèse est assez complexe. L'évaluation des crues pluviales est fondée sur la maîtrise des principaux processus hydrologiques.

L'organisation du travail sera articulée autour des grands axes :

- Analyse géomorphologique de bassin versant en y traitant la forme, les pentes la géologie, le réseau hydrographique.
- Analyse de régime pluviométrique et hydrologique des bassins versant.
- Analyse statistique des crues pour la prévision et la protection. Ceci par l'ajustement de certaines lois mathématiques en vue de calculer les débits des crues de certaines périodes de retour ainsi que les fréquences et les probabilités de certaines pointes des crues.

III.2.Caractéristiques morphologiques du bassin versant :

L'utilisation des différents types de paramètres morphométriques a pour but la qualification des facteurs caractéristiques du milieu physique d'un bassin versant.

III.2.1 .Caractéristique géographiques du bassin versant

Le site de la retenue collinaire et celui du bassin versant sont identifiés sur l'assemblage des cartes topographiques Ain Boucif N°137 et Maginot N°138 à l'échelle 1/50000.

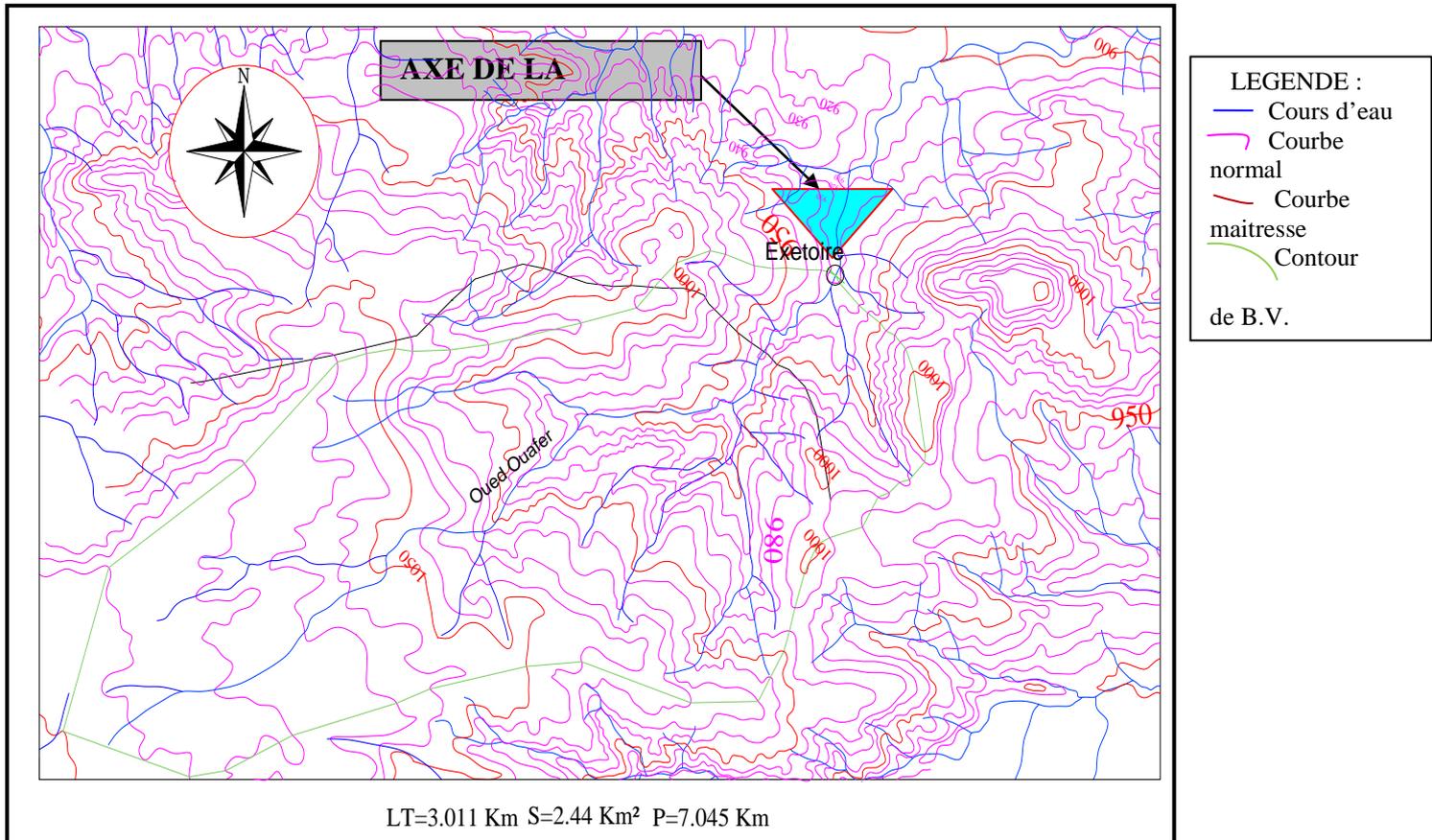


Figure III.01 : Bassin versant de la retenue collinaire(E:1/50000) .

III.2.2 caractéristiques morphologiques du bassin versant :

a)caractéristiques géométriques:

- **Superficie et périmètre, et longueur de thalweg principale :**

Les caractéristiques de bassin versant sont calculées par l’auto cades les résultats mentionnés sur le tableau suivant :

Tableau III.1 : Principales caractéristiques du bassin versant.

Superficie de BV	Périmètre de BV	Longueur de thalweg principal
2,44Km ²	7, 045Km	3, 011Km

- **Altitude du bassin versant :**

Les Altitudes extrêmes du bassin versant sont :

- Altitude maximale **1100mNGA.**
- Altitude minimale **918mNGA.**
- L’altitude moyenne du bassin est de $H_{moy} = \sum \frac{Si.Hi}{S} = 1026,41m$ NGA .

b) .Paramètres de forme :

b .1) Indice de compacité(GRAVELIUS) :

La forme du bassin joue un rôle important sur la forme de l’hydrogramme résultant d’une averse donnée à l’exutoire du bassin.

$$K_c = \frac{\text{Périmètre } P \text{ du bassin versant.}}{\text{Périmètre } P' \text{ du cercle de même superficie}}$$

$$K_c = \frac{P}{P'} = \frac{P}{2\sqrt{S\pi}} \Rightarrow R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad P' = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} \dots\dots\dots (III.1)$$

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

Avec :

K_c : Indice de compacité (sans dimension);

S : Surface du bassin versant [Km²];

P : Périmètre du bassin versant [Km];

P' : Périmètre du cercle [Km].

D'après la formule de K_c on distingue trois cas :

K_c = 1 : Lorsque le bassin est parfaitement circulaire;

K_c = 1,12 Lorsque le bassin est carrée;

K_c > 1,12 Lorsque le bassin est relativement allongé

AN: K_c=1,26 ; K_c>1,12 Notre bassin est alors « **allongé** »

Plus K_p est grand, plus le bassin versant est allongé, plus le temps de concentration (le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus loin en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire) est grand et plus la crue est moins violente.

b .2) Coefficient d'allongement

$$C_a = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots (III.03)$$

L : la longueur du talweg principal

S : la superficie du bassin versant.

Ca= 3.71

b.3) Dimensionnements du rectangle équivalent :

Le bassin versant rectangulaire résulte d'une transformation géométrique du bassin réel dans laquelle on conserve la même superficie, le même périmètre et donc par conséquent la même répartition hypsométrique .les courbes de niveau deviennent des droites parallèles au petit coté du rectangle .La climatologie ,la répartition des sols ,la couverture végétale et la densité de drainage reste inchangé entre les courbe de niveau .

Le périmètre et la superficie du rectangle sont respectivement :

$$P=2(L+l) \text{ et } S=L_r.l_r \dots\dots\dots (III.4)$$

où : L_r : longueur de rectangle équivalent(Km).

l_r : largeur de rectangle équivalent(Km).

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(III.5)$$

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

$$L_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.6)$$

$$l_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.7)$$

On obtient: $L_r = 2,56$ Km $l_r = 0,97$ Km

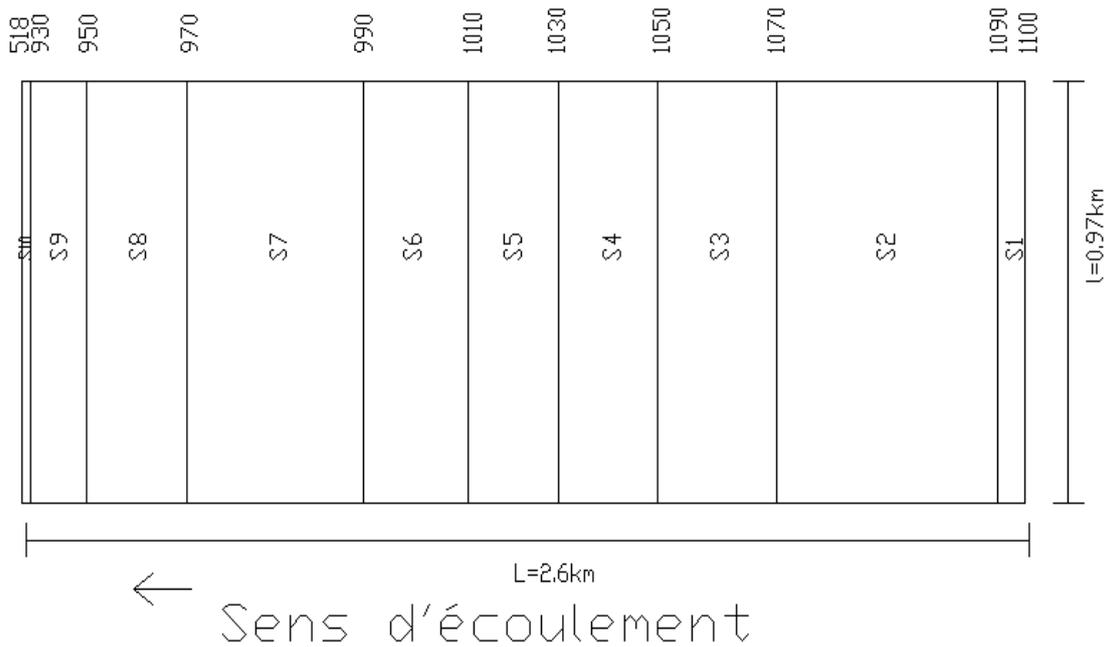


Figure.III.02 : Rectangle équivalent.

b .4) Hypsométrie de bassin :

b.4.1) Relief :

a) Courbe hypsométrique :

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

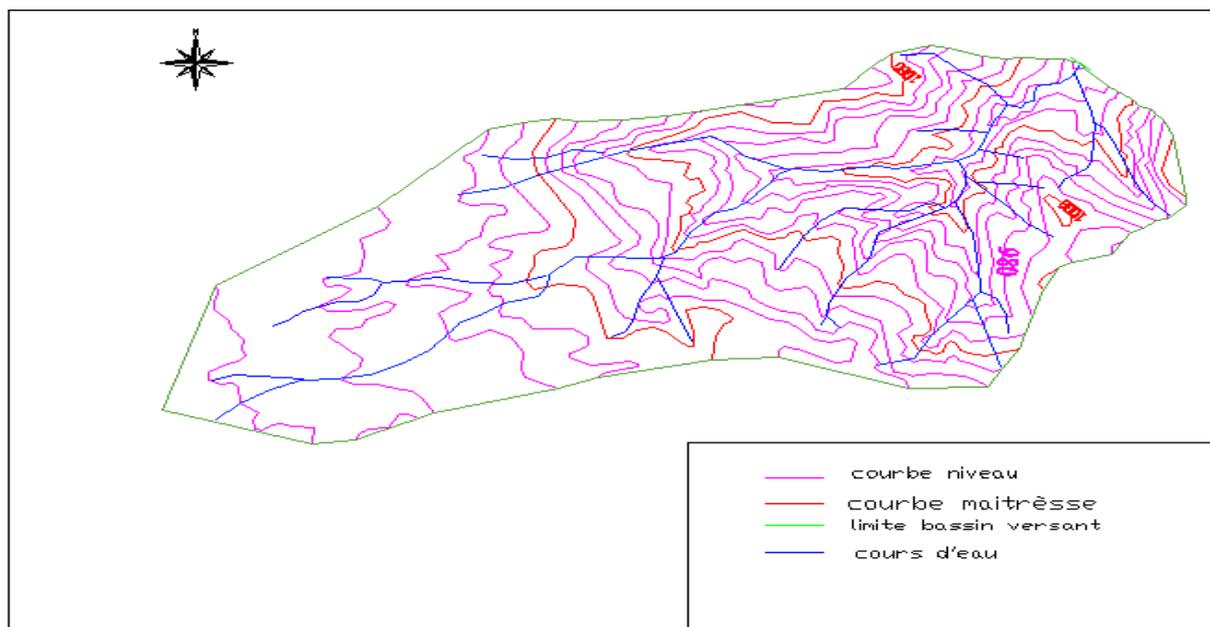


Figure III.03 : Plan topographique du bassin versant d'Oued Oufar(W.Médéa) E:1/50000 ;

Tableau III.2 : coordonnées de la courbe hypsométrique ;

Altitude	Hi	Partielles		Cumulé	Hi.Si
m	m	Si (Km2)	Si (%)	Si (%)	m.km ²
1110-1090	1095	0,067	2,7577	2,7577	73.681
1090-1070	1080	0,535	21,9895	24.7472	578.149
1070-1050	1060	0,291	11,9355	36.6827	308.683
1050-1030	1040	0,239	9,7774	46.4601	248.101
1030-1010	1020	0,218	8,9333	55.3934	222.333
1010-990	1000	0,257	10,6410	66.0344	257.175
990-970	980	0,426	17,4688	83.5032	417.715
970-950	960	0,247	10,1162	93.6194	236.728
950-930	940	0,134	5,4807	99.1001	125.706
930-910	924	0,022	0,8999	100	20.086

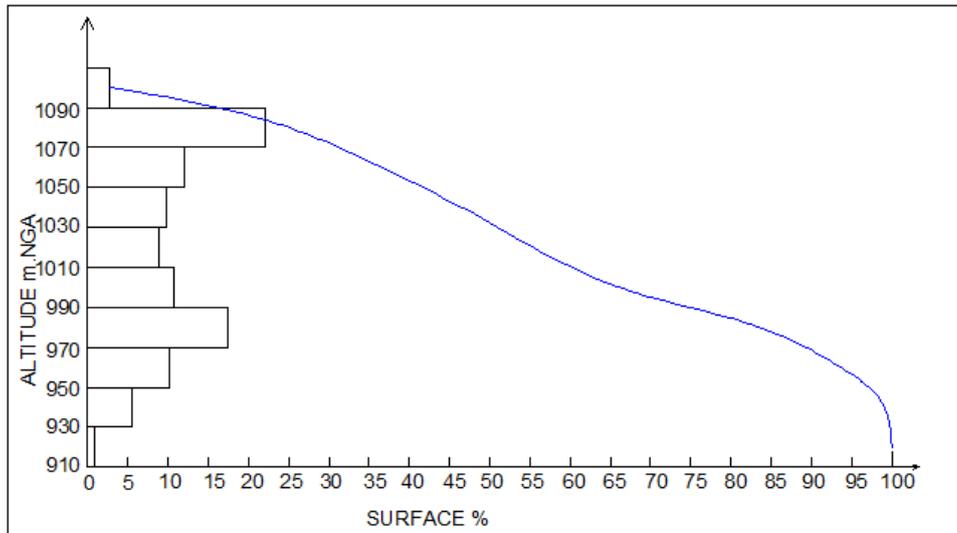


Figure III.04 : courbe hypsométrique.

A partir de cette courbe on détermine :

1. L'altitude à 95% de la surface, $H_{95\%} = 946\text{m NGA}$
2. L'altitude à 50% de la surface (l'altitude médiane), $H_{50\%} = 1024\text{mNGA}$
3. L'altitude à 5% de la surface, $H_{5\%} = 1088\text{m NGA}$
4. L'altitude moyenne du bassin est de $H_{moy} = \sum \frac{Si.Hi}{S} = 1026,41\text{m NGA} .$

Tableau III.03: Tableau récapitulatif des résultats précédents.

Altitudes	Valeur (m.NGA)
$H_{moyenne}$	1026,41
$H_{médiane}$	1024
$H_{95\%}$	946
$H_{5\%}$	1088
H_{max}	1100
H_{min}	918

b.5) les indices de pentes :

➤ **Indice de pente de roche :**

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i est H_{i-1} . Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots(III.8)$$

Avec: L : longueur de rectangle équivalent (m);

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

Tableau III.4 : Détermination de la pente de Roche Ip.

Altitudes [m]	Hi - Hi ₁ [m]	S [Km ²]	S [%]	√S(Hi - Hi-1)
1100-1090	10	0.0672887	2.76	5.25
1090-1070	20	0.5353228	21.99	20.97
1070-1050	20	0.2912108	11.94	15.45
1050-1030	20	0.2385591	9.78	13.99
1030-1010	20	0.2179737	8.93	13.36
1010-990	20	0.2571754	10.64	14.59
990-970	20	0.4262396	17.47	18.69
970-950	20	0.2465919	10.12	14.23
950-930	20	0.1337297	5.48	10.47
930-918	12	0.02173766	0.89	3.21

A.N : Ip =2,37%

➤ **Indice de pente globale Ig :**

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

L'indice de pente global sera :

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots(III.9)$$

Avec :

L : longueur du rectangle équivalent;

H_{5%}=1088m

H_{95%}= 946m } ⇒ Ig=56,35m/km=0,056%

L=2,52 km

➤ **Indice de Pente moyenne du bassin versant :**

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

Avec:

ΔH : Dénivelée entre deux courbes de niveau successives;

L₁L₂...L_n: les longueurs des courbes de niveaux (m);

S: superficie du bassin versant (Km²).

Tableau III.5 : Evaluation de la pente moyenne.

Courbes de niveaux	Longueurs (m)
1090	992,4
1070	1851,78
1050	1125,17
1030	2909,46
1010	3439,7134
990	3439,71
970	4374,21
950	2866,13
930	930,01

A.N: la pente moyenne du bassin est : $I_m = 0,1719 \cdot 100\% = 17,19\%$

➤ **Indice de Pente moyenne du cours d'eau principal I_c :**

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

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots(III.11)$$

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

ΔL : distance entre ces deux points (km).

A.N : **$I_c = 6,04\%$**

b .6) Caractéristiques physiographiques :

➤ **Densité spécifique :**

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes. D'après **la deuxième classification de l'Office de la recherche scientifique et technique outre-mer (O.R.S.T.O.M)**, appliquée à tous les bassins versant de déférentes surfaces. Elle est calculée à partir de la formule suivante :

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots(III.12)$$

Avec : I_g : Pente globale [m / Km];

S : Surface totale du bassin versant [Km²].

AN : **$D_s = 88,02m$**

Tableau. III.6: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).

relief		Ds(m)
1	Très faible	<10
2	faible	25
3	Assez faible	50
4	Modéré	100
5	Assez modéré	250
6	Fort	500
7	Très fort	>500

Conclusion : Le relief de notre bassin versant est modéré ($D_s=88,02 < 100$).

➤ **La densité de drainage :**

Elle est définie pour un bassin versant donnée de surface « S », comme la longueur totale des cours d’eaux de tous les ordres sur la surface drainée, et est exprimée en Km/Km^2 .

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

$\sum_{i=1}^n L_i$: somme des longueurs de tous les cours d’eau d’ordre i (km)

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

$\sum_{i=1}^n L_i = 10,93 Km$.

AN: $D_d = 4,48 Km/Km^2$

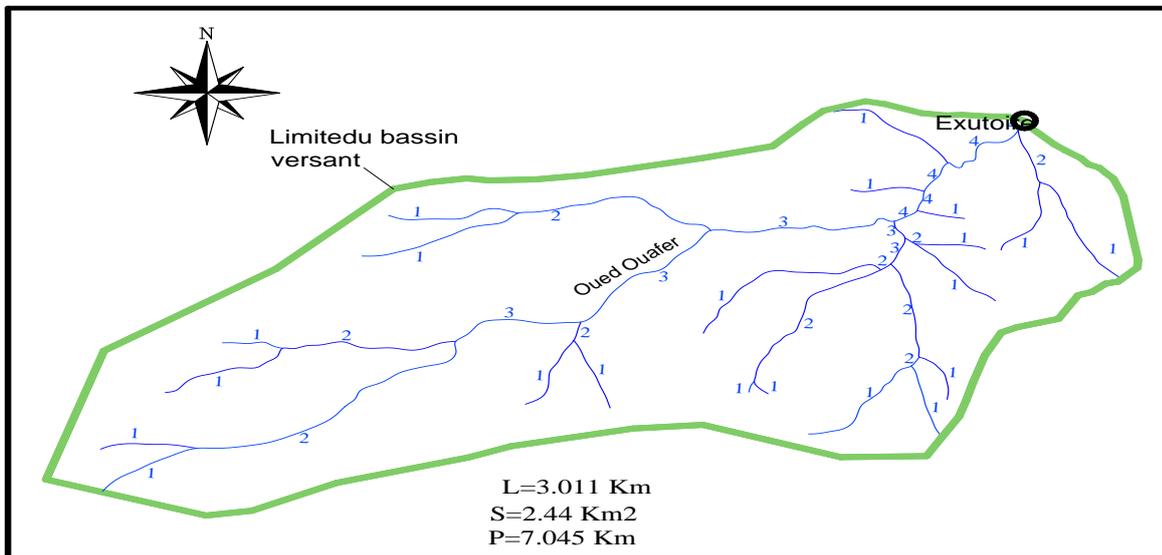


Figure.III.05 : Réseau hydrographique du bassin versant d’oued oufer.(E= 1/50000)

➤ **Densité du thalweg élémentaire :**

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots(III.14)$$

Avec : N_1 : Nombre de thalwegs d’ordre 1, $N_1=21$;

S : Superficie du bassin versant.

AN : $F_1=8,61 thalweg/Km^2$

➤ **Coefficient de torrentialité:**

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots(III.15)$$

AN:

$C_t = 38,57 Km^{-3}$

➤ **Temps de concentration du bassin versant t_c :**

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire. Il existe plusieurs formules. Dans le contexte algérien et pour les grands bassins versants, il peut être notamment calculé par l'ancienne formule de **Giandotti (1937)**.

Pour sa détermination, on utilise les formules suivantes :

1. Formule de GIANDOTTI (1937):

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_p}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots(III.16)$$

Avec:

L_p : Longueur du Talweg d'eau principal (Km), $L_p=3,01\text{Km}$;

S : La superficie du bassin versant (Km^2), $S=2,44\text{Km}^2$;

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m NGA), $H_{moy}=1026,41$ m NGA ;

H_{min} : Altitude minimale du bassin versant (m NGA), $H_{min}=918$ m NGA.

AN : **tc = 1,33 heure**

2. Formule de KIRPICH:

$$t_c = 0,6615 \cdot L_p^{0,77} \cdot I_g^{0,385} \dots\dots\dots(III.17)$$

Avec : L_p : Longueur du thalweg principal (km) , $L_p=3,01\text{Km}$;

I_{moy} : Pente moyenne du bassin versant, $I_{moy}=6,04\%$.

A.N : **tc= 0,78 heure**

3. Formule de Passini:

$$T_c = 4 \left[\frac{(S \cdot L)^{1/3}}{I^{1/2}} \right]^{0,75} \dots\dots\dots(III.18)$$

I : Pente moyenne du thalweg principal, $I_{moy}=6,04\%$;

L_p : Longueur du thalweg principal (km) , $L_p=3,01\text{Km}$;

S : Surface du bassin versant (km^2) , $S=2,44\text{Km}^2$.

AN : **tc= 3,35 heure**

4. Formule de Temez:

$$T_c = 0,3 \left[\frac{L}{I^{1/4}} \right]^{0,76} \dots\dots\dots(III.19)$$

I : Pente moyenne du thalweg principal, $I_{moy}=6,04\%$;

L : Longueur du thalweg principal (km) $L_p=3,01\text{Km}$;

AN : **tc= 1,18 heure**

Les résultats des différentes méthodes sont présentés dans le tableau III.7.

Tableau.III.7 : récapitulatif des résultats du temps de concentration

Formules (Tc)	VALEUR Tc (h)
GIANDOTTI	1.33
Kirpich	0.78
Passini	3.35
Temez	1,18
Moyenne	1.82

La valeur de **Kirpich** et **Passini** ont été écartés parce qu'elles sont éloignées de la moyenne. On opte pour La valeur de la formule de **Giandotti** :

Tc = 1,33h = 79.80 minute.

➤ **Vitesse de ruissellement :**

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{t_c} \dots\dots\dots(III.20)$$

Avec:

L : Longueur de talweg principal en, $L_p=3,01\text{Km}$;

$$\text{A.N : } V_r = \frac{3,01}{1,33} = 2,26 \text{ km/h}$$

Tableau III.8 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

DESIGNATION	SYMBOLE	UNITES	VALEUR
Superficie	S	km ²	2,44
Périmètre	P	km	7,05
Longueur du thalweg principal	L	km	3,01
Pente du thalweg principal	I _c	%	17,94
Indice de compacité	K _C	-	1,26
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km
	largeur	l _r	Km
Altitudes	maximale	H _{max}	m
	moyenne	H _{moy}	m
	médiane	H _{med}	m
	minimale	H _{min}	m
Pente moyenne de B.V	I _m	%	17,19
Indice de pente globale	I _g	m/km	56,34
Indice de pente de M Roche	I _p	%	2,35
Densité de drainage	D _d	Km/Km ²	4,48
Densité hydrographique	F	Km ²	8,61
Temps de concentration	t _c	h	1,33
Vitesse de ruissellement	V _r	Km/h	2,26

III.3. Caractéristiques climatiques du bassin versant :**A) LA TEMPERATURE :****Tableau.III.9 :** Température moyenne mensuelle.

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
T(°c)	5,5	6,9	9,4	12,5 5	16,2	20,75	25,3	25,25	21,5	15,35	10,10	6,55	11,6

La température moyenne mensuelle est de 11,6°C, ce sont donc des températures moyennes assez basse que l'on a observées durant toute l'année.

B) L'Evaporation :

La valeur de 1976 mm pour l'évaporation totale sur nappe d'eau libre au niveau de la cuvette de la retenue collinaire barrage sur oued Tafraouat est ainsi retenue comme valeur représentative.

Elle est minimale durant les mois d'hiver (**Décembre et janvier**), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (**Juillet et Août**).

Tableau.III.10 : Répartition mensuelle de l'évaporation. (1990-2004)

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juill	Août
Evaporation (mm)	193	143	93	70	69	72	108	135	186	261	337	309
Evaporation (%)	9,77	7,22	4,69	3,56	3,49	3,65	5,48	6,82	9,44	13,2	17,0	15,62

Source : O.N.M

h) L'Humidité relative :

L'humidité relative moyenne est de 63%. Elle présente un maximum en Décembre (77.4 %) et un minimum en Juillet (45.7 %)

La moyenne annuelle est de 65.1%

Tableau III.11: Répartition mensuelle de l'humidité relative.

Mois	J	F	M	A	M	J	JL	A	S	O	N	D
L'humidité relative (%)	74,7	75,6	68,9	67,2	65,4	55,4	45,7	50,9	58,7	66,5	73,3	77,4

c) **LE VENT:**

Dans notre région, la prédominance des vents est la direction Nord, Nord-Ouest et Sud comme il est indiqué dans le tableau suivant.

La fréquence moyenne annuelle du vent relevée à 7 h, 13 h, 18 h (nombre de fois /heure)

Tableau III.12: Vitesse de vent.

Direction	N	N.E	E	S.E	S	S.W	W	N.W
7 h	25	6	4	3	14	5	16	22
13 h	26	6	3	7	15	5	17	21
18 h	29	5	3	5	13	4	17	24

D) **PRECIPITATION :**d.1. **Station pluviométrique :**

Avant d'évaluer les précipitations sur les bassins versants du barrage, nous avons analysé les données disponibles pour la station pluviométrique la plus proche au sous bassin versant d'Oued Oufar.

On dispose une série d'observations pluviométriques de la station Chellalet EL Adhaoura, situé à proximité du bassin versant objet de la présente étude. Elle comprend des données mensuelles et annuelles sur une période de 27 années allant de 1973 à 1999.

Tableau.III.13: Coordonnées et code de la station Chellalet EL Adhaoura:

Code	Station	X [Km]	Y [Km]	Z [m]
050102	Chellalet EL Adhaoura	565.03	293.80	1004

Source : A.N.R.H

Tableau III.14: Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations.

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Av.	Mai	Juin	Juill.	Août	Annuelle
P_m [mm]	25,4	22,81	19,67	23,89	31,6	22,77	31,69	27,38	23,87	11,07	5,3	5,11	250,56
P_m [%]	10,14	9,10	7,85	9,53	12,61	9,09	12,65	10,93	9,53	4,42	2,12	2,04	100

III.4. **Etude précipitations :**III.4.1. **Homogénéisation des données :**

Les données hydrologiques nécessitent une vérification de l'homogénéité pour qu'on puisse continuer notre travail avec des données fiables.

Pour cela il existe des méthodes graphiques (méthode des doubles masses) et analytiques (test de WILCOXON, test de la médiane, PEARSON ...).

Pour notre étude on utilise le test de la médiane qui est plus fiable.

Test de la médiane :

Puisque la série est impaire, la médiane est observée en rang $N+1/2$ c'est-à-dire en rang 19, $\text{Mode}(X_{50\%}) = 713,5\text{mm}$

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

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

D'après la série on a : $T_s=2$ et $N_s=15$

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

$$N_s > \frac{1}{2}(N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}}\sqrt{N + 1}) \dots \dots \dots \text{(III.21)}$$

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

D'où $N_s=15 > 13$

$$T_s < 3,3(\log_{10} N + 1) \dots \dots \dots \text{(III.22)}$$

$T_s=2 < 8.48$

Les deux conditions vérifiées donc la série est **homogène**.

III.4.2 Les précipitations maximales journalières :

Les pluies maximales journalières ($P_{\max j}$) de fréquences (ou période de retour) rares sont génératrices de crues exceptionnelles contre lesquelles il faut prémunir les ouvrages, pour cela il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi théorique à la série d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

Remarque :

L'exposant climatique pour notre région ($b=0.38$) est donné par l'A.R.N.H. Les caractéristiques empiriques de la série sont représentées dans le tableau ci-après.

Tableau III.15: Caractéristiques empiriques de la série . $N=37$ ans.

Paramètres	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	20.0
Maximum	156
Moyenne	59.7
Ecart-type	31.0
Médiane	47.0
Coefficient de variation (Cv)	0.519
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.73
Coefficient d'aplatissement (Ck)	5.13

III.4.2.1. Choix de la loi d'ajustement :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de

certaines caractéristiques de l'échantillon. Toute fois, 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. Pour notre cas on utilise le logiciel **HYFRAN**.

Les lois d'ajustement choisies sont :

- 1) la loi de GUMBEL.
- 2) la loi de GALTON (log-normal).

- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel:

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

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}}$$

Avec : $y = \frac{x-x_0}{\alpha}$

y : variable réduite de Gumbel.

1/α : la pente de la droite de Gumbel.

x : précipitation maximale journalière (mm)

x₀ : paramètre de position (mode).

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

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

- ✓ Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2, 3, ..., n.
- ✓ calculer, pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n}$$

Avec : m : rang de précipitation

n : nombre d'observations (36)

- ✓ calculer la variable réduite de Gumbel donnée par la formule suivante :
 $y = -\ln(-\ln(F(x)))$
- ✓ calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x₀ »
- ✓ représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier Gumbel.

- Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de Gumbel :

La droite de Gumbel est donnée par la formule :

$$x = \frac{1}{\alpha} y + x_0$$

Avec : (1 / α) : la pente de la droite de Gumbel

Les résultats de l'ajustement par la loi de « Gumbel » sont résumés dans le tableau IV.8.
Paramètres : $U = 45.762808$ et $\alpha = 24.150237$

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

Tableau III.16: Ajustement à la loi de Gumbel.

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	268	39.0	192- 345
2000.0	0.9995	229	32.3	166- 293
1000.0	0.9990	213	29.4	155- 270
200.0	0.9950	174	22.8	129- 218
100.0	0.9900	157	20.0	118- 196
50.0	0.9800	140	17.2	106- 174
20.0	0.9500	117	13.4	91.2- 144
10.0	0.9000	100	10.6	79.3- 121
5.0	0.8000	82.0	7.87	66.6- 97.4

- Test d'adéquation du Khi carré :

Hypothèses : H_0 : L'échantillon provient d'une loi Normale

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

Tableau III.17 : Résultats du calcul de l'adéquation.

X^2	p-value	Degrés de liberté	Nombre de classe
17.70	0.0033	5	8

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 1 %

Le tracé de la droite de Gumbel est représenté sur papier Gumbel comme le montre la figure suivante :

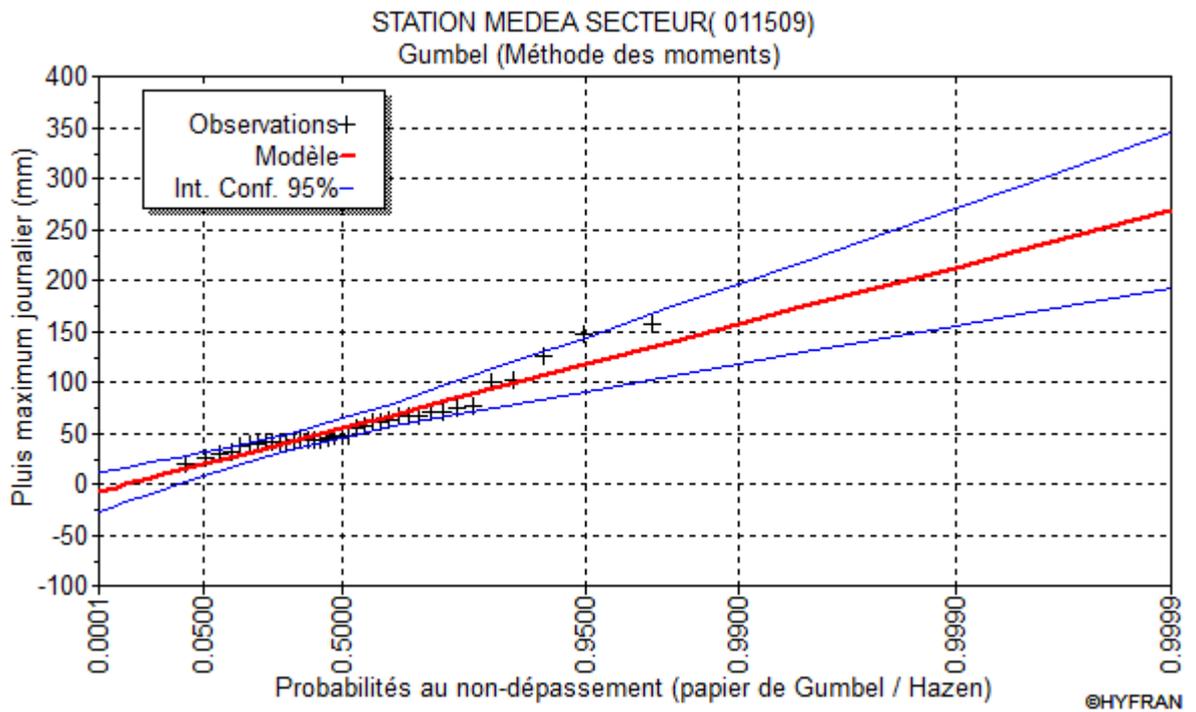


Figure III.07 : représentation graphique de l’ajustement à la loi de Gumbel.

- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (LOG-NORMALE) :

Ce procédé d’ajustement est identique à celui établi pour la loi de GUMBEL, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier normal, comme le montre la figure IV.6.

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

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

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

L’équation de la droite de Galton est la suivante :

$$\text{Log } x(p \%) = \overline{\text{Log } x} + \delta * \text{Log } u(p \%)$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{37} \overline{\text{Log } X_i}}{N}$$

Les résultats de l’ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumées dans le tableau IV.11.

Paramètres : $\mu = 3.983909$ et $\sigma = 0.450174$

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

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

Tableau III.18 : Ajustement à la loi de Galton (Log-normale).

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	287	60.4	168- 405
2000.0	0.9995	236	44.8	148- 324
1000.0	0.9990	216	38.9	140- 292
200.0	0.9950	171	26.6	119 224
100.0	0.9900	153	22.0	110- 196
50.0	0.9800	135	17.8	100- 170
20.0	0.9500	113	12.9	87.4- 138
10.0	0.9000	95.7	9.62	76.8- 115
5.0	0.8000	78.5	6.78	65.2- 91.8

- Test d'adéquation du Khi carré :

Hypothèses : - H_0 : L'échantillon provient d'une loi Normale ;

- H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Normale.

Tableau III.19 : Résultats du calcul de l'adéquation.

X^2	p-value	Degrés de liberté	Nombre de classe
4,73	0.0239	5	8

Le tracé de la droite de Galton est représenté sur papier normal comme le montrent la figure suivante :

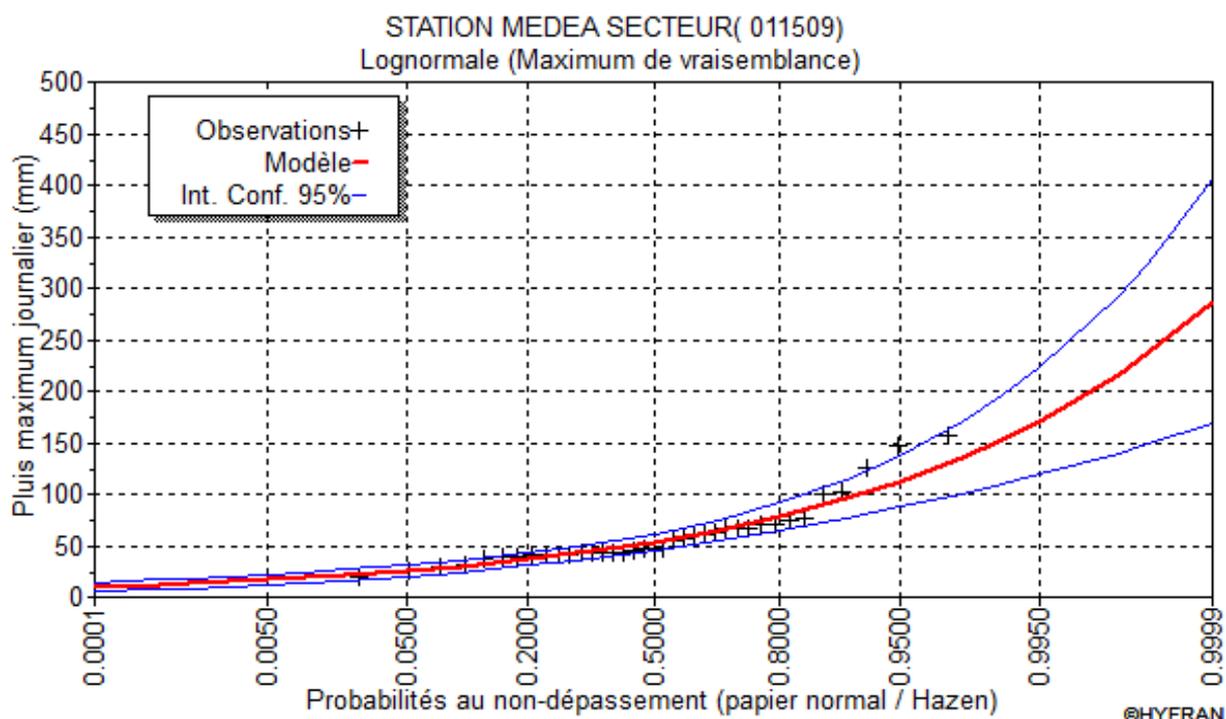


Figure III.08 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton.

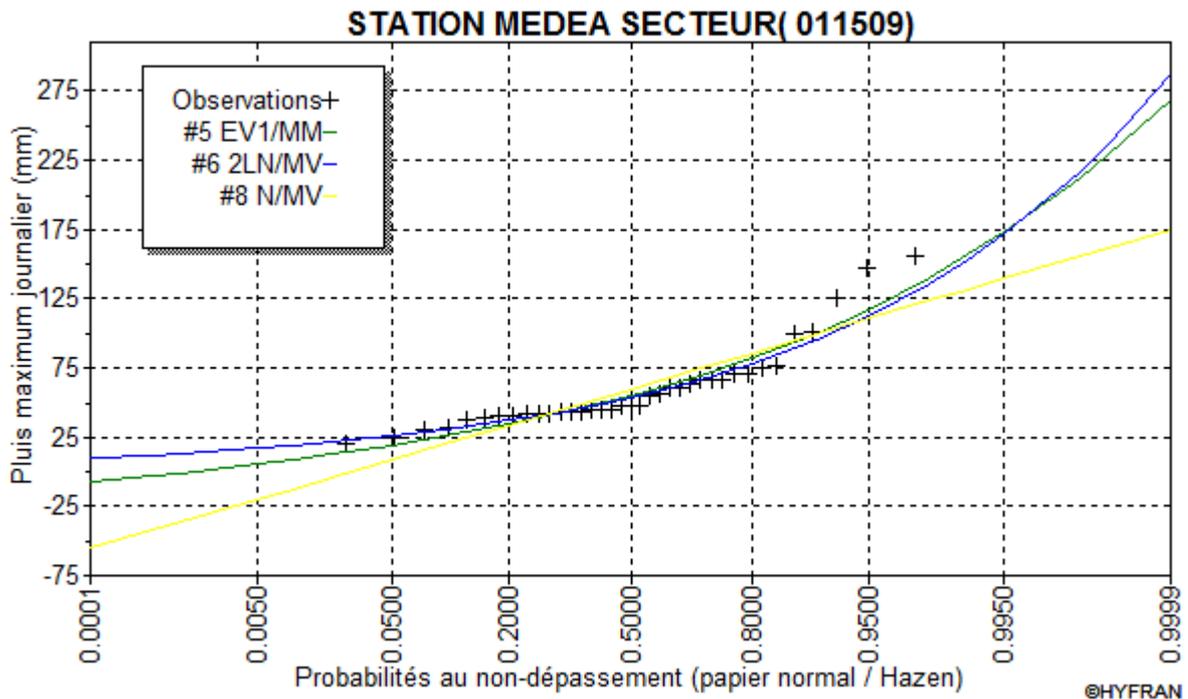


Figure III.09 : la comparaison graphique entre les trois lois (Galton, Gauss et Gumbel)

Conclusion : D'après les deux schémas, nous pouvons conclure que la pluie maximale journalière suit la loi log normal (droite de GALTON), car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de GALTON. Notons que même le teste de l'adéquation « Khi carre » établi par « HYFRAN » a montré aussi que la loi de GALTON est significatif.

III.4.2.2. La pluie de courte durée de différentes fréquences et leurs intensités :

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la formule de Montanari.

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

t = Tc = 1,33 h. (Déjà calculé)

Avec : $P_{\max,t,p\%}$: Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{\max,j,p\%}$ (mm).

$P_{\max,j,p\%}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

t : Temps [heure].

b : Exposant climatique, pour notre région b = 0,38. (Source ANRH)

L'intensité des pluies: $I_t = \frac{P_{tc}}{t} \dots\dots\dots (III.24)$

Les résultats de calcul de $P_{\max,t,p\%}$ et I_0 sont donnés dans le Tableau suivant :

Tableau III.20 : Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences ;

Periode	5		10		20		50		100		1000	
Pmax _{j,p} (%)(mm)	78.5		95.7		113		135		153		216	
T(h)	Pmax t (mm)	I 0(mm/h)	Pmax t (mm)	I 0 (mm/h)								
0,5	20,25	40,50	24,69	49,38	29,15	58,30	34,83	69,65	39,47	78,94	55,72	111,44
1	25,81	25,81	31,47	31,47	37,15	37,15	44,39	44,39	50,31	50,31	71,02	71,02
1,33	28,52	21,44	34,77	26,14	41,05	30,87	49,05	36,88	55,59	41,79	78,47	59,00
1,6	30,43	19,02	37,09	23,18	43,80	27,37	52,32	32,70	59,30	37,06	83,72	52,32
2	32,90	16,45	40,10	20,05	47,35	23,68	56,57	28,29	64,12	32,06	90,52	45,26
3	37,91	12,64	46,22	15,41	54,58	18,19	65,20	21,73	73,89	24,63	104,32	34,77
4	41,93	10,48	51,12	12,78	60,36	15,09	72,11	18,03	81,72	20,43	115,37	28,84
5	45,34	9,07	55,27	11,05	65,26	13,05	77,96	15,59	88,36	17,67	124,74	24,95
6	48,32	8,05	58,91	9,82	69,56	11,59	83,10	13,85	94,18	15,70	132,96	22,16
7	51,00	7,29	62,18	8,88	73,42	10,49	87,71	12,53	99,40	14,20	140,33	20,05
8	53,44	6,68	65,15	8,14	76,93	9,62	91,91	11,49	104,16	13,02	147,05	18,38
9	55,69	6,19	67,89	7,54	80,17	8,91	95,77	10,64	108,54	12,06	153,24	17,03
10	57,78	5,78	70,44	7,04	83,18	8,32	99,37	9,94	112,62	11,26	158,99	15,90
11	59,74	5,43	72,83	6,62	86,00	7,82	102,74	9,34	116,44	10,59	164,39	14,94
12	61,59	5,13	75,08	6,26	88,66	7,39	105,92	8,83	120,04	10,00	169,47	14,12
13	63,34	4,87	77,22	5,94	91,18	7,01	108,93	8,38	123,45	9,50	174,28	13,41
14	65,00	4,64	79,25	5,66	93,57	6,68	111,79	7,99	126,70	9,05	178,86	12,78
15	66,59	4,44	81,18	5,41	95,86	6,39	114,52	7,63	129,79	8,65	183,24	12,22
16	68,11	4,26	83,04	5,19	98,05	6,13	117,14	7,32	132,76	8,30	187,42	11,71
17	69,57	4,09	84,82	4,99	100,15	5,89	119,65	7,04	135,60	7,98	191,44	11,26
18	70,98	3,94	86,53	4,81	102,18	5,68	122,07	6,78	138,34	7,69	195,31	10,85
19	72,34	3,81	88,19	4,64	104,13	5,48	124,40	6,55	140,99	7,42	199,04	10,48
20	73,65	3,68	89,78	4,49	106,01	5,30	126,65	6,33	143,54	7,18	202,65	10,13
21	74,92	3,57	91,33	4,35	107,84	5,14	128,84	6,14	146,01	6,95	206,14	9,82
22	76,15	3,46	92,83	4,22	109,61	4,98	130,95	5,95	148,41	6,75	209,52	9,52
23	77,34	3,36	94,29	4,10	111,33	4,84	133,00	5,78	150,74	6,55	212,81	9,25
24	78,50	3,27	95,70	3,99	113,00	4,71	135,00	5,63	153,00	6,38	216,00	9,00

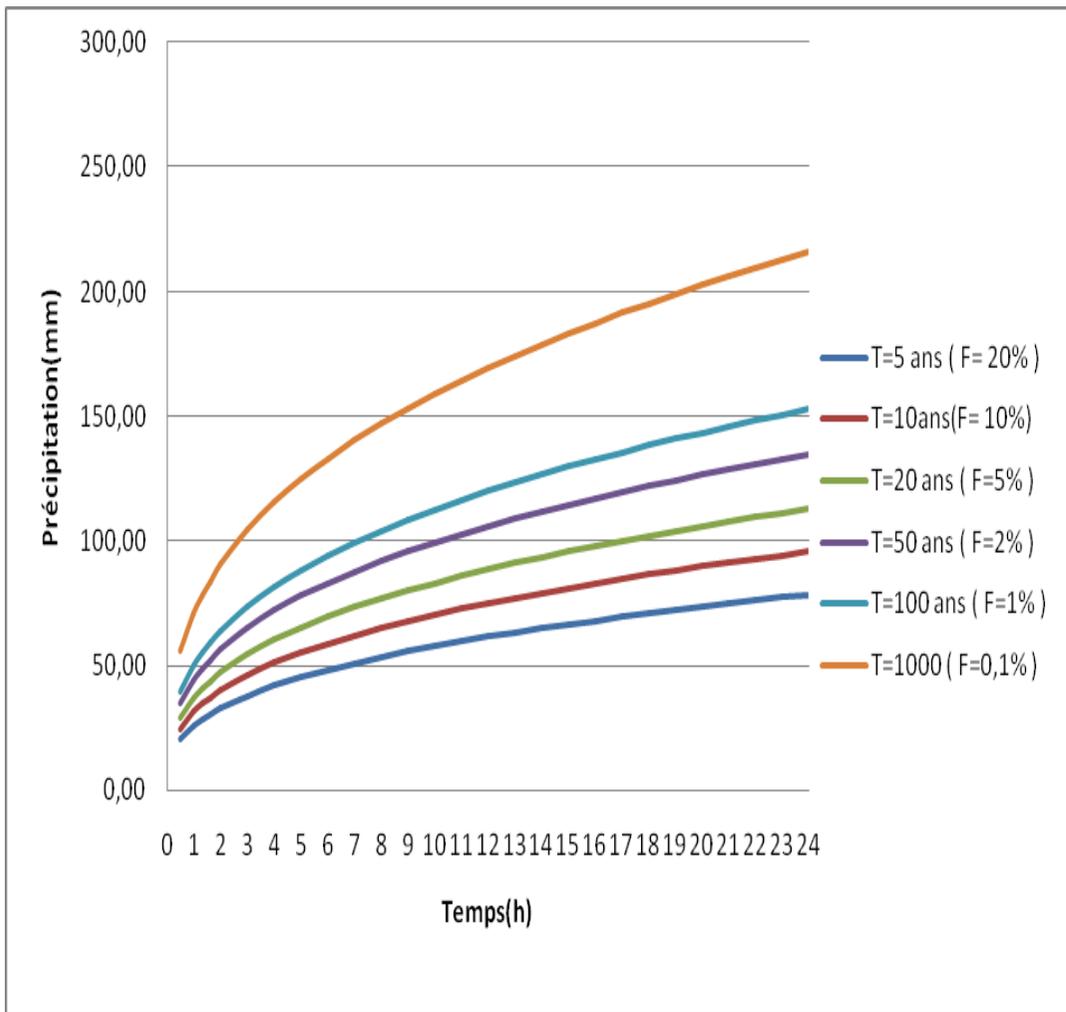


Figure III.10 : Courbes des pluies de courte durée fréquentielles

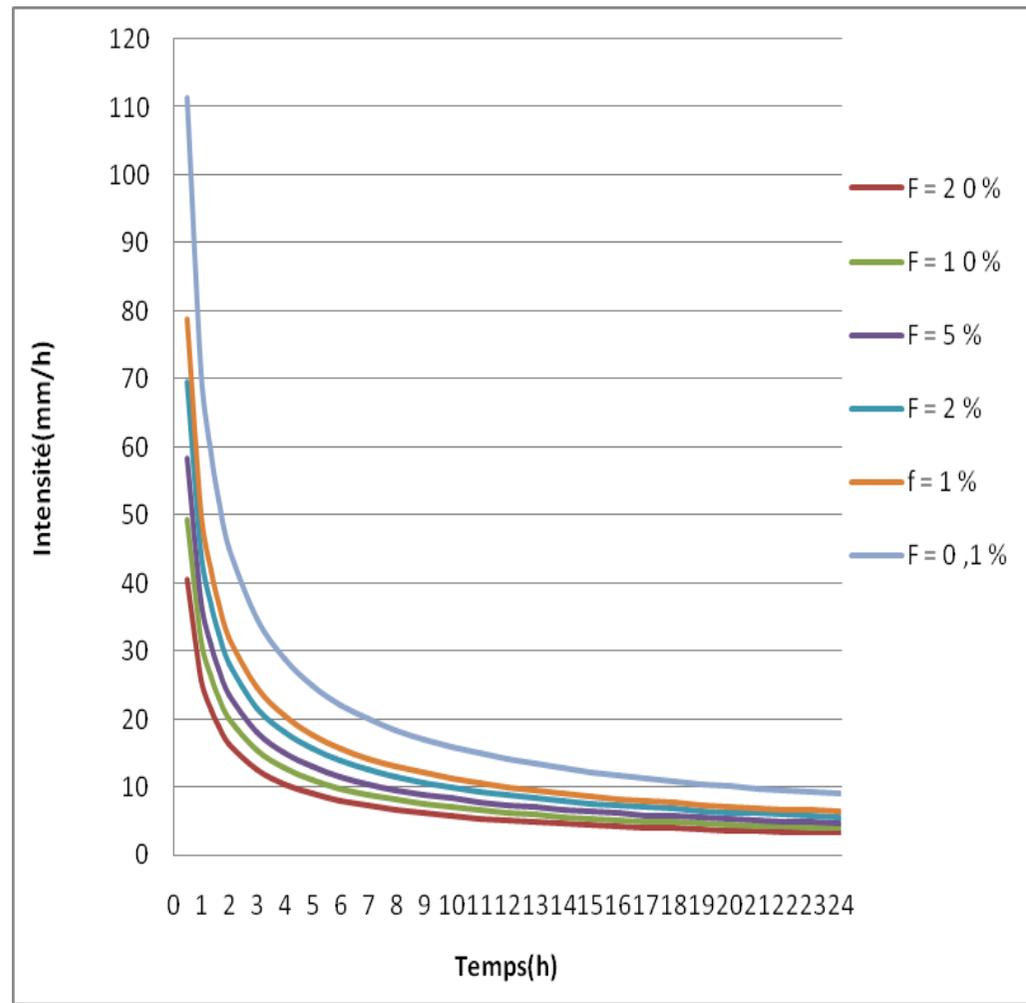


Figure III.11 : Courbes des intensités

III.5. Etudes des apports :

La détermination de ces apports est orientée de préférence aux observations hydrométriques, quand elles existent sur le bassin versant propre du site étudié ou par analogie avec un bassin voisin. A défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basés sur la pluviométrie devront être appliqués, ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit.

$$Q = F (P - D)$$

Avec :

Q : débit annuel d'écoulement (apport).

P : précipitation moyenne annuelle.

D : déficit qui englobe toutes les pertes du bilan hydrologique.

Puisque les données hydrométriques ne sont pas disponibles au niveau de notre talweg principal, les apports seront estimés à l'aide des formules empiriques.

III.5.1. Apport moyen interannuel (A_0) :

L'insuffisance des données observées sur la station de Chellalet EL Adhaoura. Pour ces raisons nous sommes obligés d'utiliser les formules empiriques pour estimer l'apport moyen.

1. Formule de SAMIE

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (III.25)$$

$$A_0 = L_e \cdot S \dots\dots\dots (III.26)$$

Avec :

A_0 : Apport moyen annuel (Mm^3) ;

L_e : Lamme d'eau écoulée (mm) ;

\bar{P} : Précipitation moyenne (mm) ; $\bar{P} = 628,25 \text{ mm}$

S : Surface du bassin versant (km^2). $S = 2,44 \text{ Km}^2$.

2. Formule de l'ANRH:

$$A_0 = 0,915 \cdot \bar{P}^{2,684} \cdot S^{0,842} [10^6 \text{ m}^3] \dots\dots\dots (III.27)$$

Avec:

\bar{P} : Pluie moyenne annuelle [m];

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

3. Formule de TURC:

$$Le = \bar{P} - \frac{\bar{P}}{\sqrt{0,9 + \frac{\bar{P}^2}{L^2}}} \dots\dots\dots (III.28)$$

Où $L=300+25T+0,05T^3$

Avec : \bar{P} : Précipitation moyenne annuelle (mm);
 T : température moyenne annuelle en °c(11,6°c)
 L : coefficient qui dépend de la température.

4. Formule de DERIE II:

$$A_0 = 0,513.P_{moy}^{2,683} .Dd^{0,5} .S^{0,842} \dots\dots\dots (III.29)$$

Avec : P_{moy} : précipitation moyenne (m);
 Dd : densité de drainage (km/km²) ;(1,65)
 S : surface du bassin versant (km²).

5. Formule de MEDINGER

$$Le = 1,024*(P - 0,26)^2 = 0,139m \dots\dots\dots (III.30)$$

$$A_0 = Le.S$$

Avec : A_0 : Apport moyen annuel (**Mm3**) ;
Le : Lamé d'eau écoulée (**m**) ;
P : Précipitation moyenne (**m**) ; **p = 0,62825m**
S : Surface du bassin versant (**km2**). **S = 2,44 Km2**

Tableau III.21: Récapitulatif des résultats.

On opte pour la valeur moyenne entre les 4 méthodes "SAMIE, ANRH, TURC et DERI II " et on prend la valeur proche de la moyenne :

$$A_{moy} = 0,407Mm^3$$

Formule	Apport moyenne A(Mm ³)	Lamé d'eau Le (mm)
SAMIE	0,279	114,29
ANRH	0,557	228,28
Turc	0,457	187,48
DERIE II	0,401	164,34
MEDINGER	0,339	139

Donc : **A₀ = 0,401Mm³ (DERIE II).**

Tableau.III.22 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site :

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Av.	Mai	Juin	Juill.	Août
Apport [%]	10,14	9,1	7,85	9,53	12,61	9,09	12,65	10,93	9,53	4,42	2,12	2,04
Apport [$10^3 m^3$]	40,66	36,49	31,48	38,22	50,57	36,45	50,73	43,83	38,22	17,72	8,50	8,18

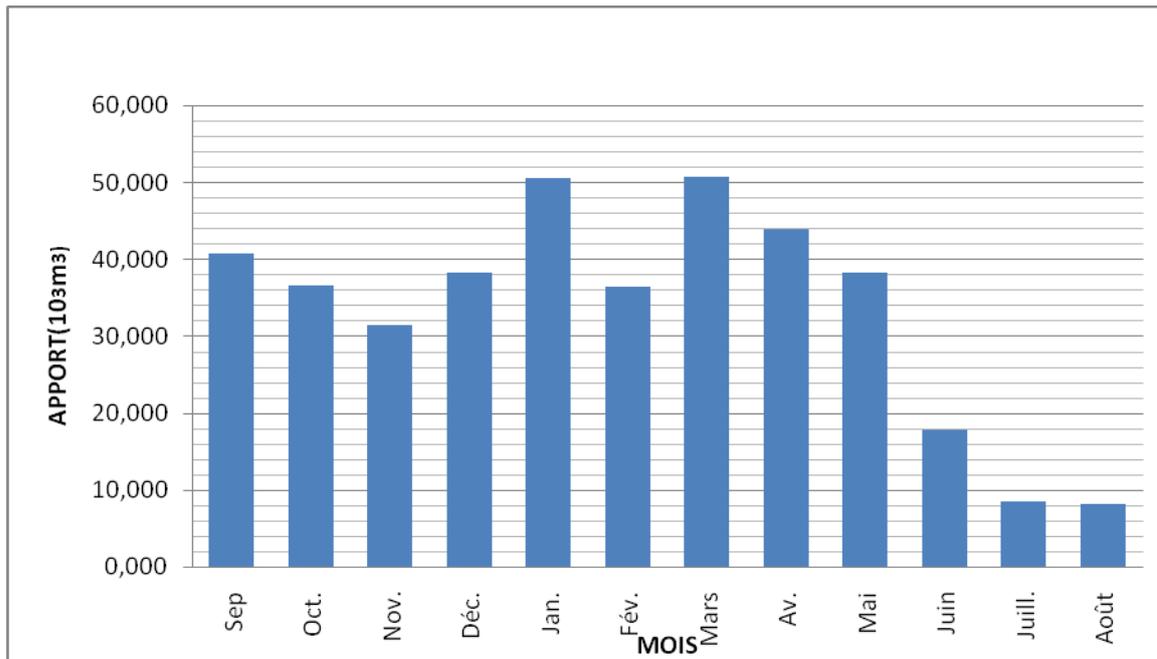


Figure. III.12 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

III.5.2. caractéristiques de l'écoulement :

➤ Module de l'écoulement (M_e):

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots (III.31)$$

Avec : A_0 : Apport moyen annuel [litres].

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

AN :

$M_e = 12,72 \text{ L/s}$

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

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots (III.31)$$

Avec : M_e : Module de l'écoulement [l/s].

S : Superficie du bassin [Km²].

AN : $M_0=5,21 \text{ L/s/Km}^2$

➤Lame d'eau écoulée:

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (III.32)$$

S : Superficie du bassin.

AN : $L_e=0,16434\text{m}=164,34\text{mm}$

➤Coefficient de l'écoulement :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{\text{moy}}} \dots\dots\dots (III.33)$$

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

L_e : Lame d'eau écoulée en [mm].

AN :

$C_e=0,26$

Tableau III.23 : caractéristiques de l'écoulement.

	Formules	Unités	Valeurs
Module de l'écoulement	$M_e = A_0 / T$	l/s	12,72
Module de l'écoulement relatif (spécifique)	$M_0 = M_e / S$	l/s/km ²	5,21
Lame d'eau écoulée	$L_e = A_0 / S$	mm	164,34
Coefficient de L'écoulement	$C_e = L_e / P_{\text{moy}}$	–	0,26

➤ Coefficient de variation :

Le dimensionnement de la cuvette et la digue de l'ouvrage, nécessitent la connaissance, des apports fréquentiels où de période de retour donnée.

Même problème qui se pose pour le calcul de coefficient de variation Cv qui caractérise la variabilité de l'apport annuel.

Le manque d'information hydrométrique nous a conduit à utilisés les formules empiriques.

1. Formule de PADOUN :

Formule utilisée pour les oueds d'Algérie, fournit la relation :

$$Cv = K \frac{0,93}{M_0^{0,23}} \dots\dots\dots (III.34)$$

Aussi : $0,25 < K < 1$

Pour : $K = 0,75$

Avec : M_0 :Module spécifique en l/s/Km².

K:Coefficient de réduction pour l'estimation du coefficient de variation Cv.

2. Formule de SOKOLOVSKY:

$$Cv = 0,78 - 0,29 \log Mo - 0,063 \log (S+1) \dots \dots \dots (III.35)$$

Avec :S : superficie du bassin ;

Mo : débit spécifique en l/s/Km².

3. Formule d'URGIPROVODKMOZ :

Formule établie sur la base des données de l'apport de 21 bassins des petits oueds de l'Algérie du Nord.

$$Cv = \frac{0,70}{Mo^{0,125}} \dots \dots \dots (III.36)$$

Où : Mo : module spécifique en l/s/Km²

4. Formule de KRISTELY MENKEL:

$$Cv = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})} \dots \dots \dots (III.37)$$

Avec: M_0 : module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

S : Superficie du bassin en [km²].

AN :Cv=0,5

Tableau III. 24 : Irrégularités des apports.

Formule de PADOUN		Formule de SOKOLOVSKY		Formule de URGIPROVODKMOZ		Formule de KRISTELY MENKEL:	
$Cv = K \frac{0,93}{M_0^{0,23}}$		$Cv = 0,78 - 0,29 \log Mo - 0,063 \log (S+1)$		$Cv = \frac{0,70}{M^{0,125}}$		$Cv = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})}$	
K	0,75	S	2,44			S	2,44
Mo	5,21	M ₀	5,21	M ₀	5,21	M ₀	5,21
Cv	0,48	Cv	0,54	Cv		Cv	0,5

Coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc $Cv_{moy}=0,52$

On opte pour la formule KRISTEKLY MENKEL, car elle nous donne une valeur de coefficient de variation plus proche de la moyenne, c'est-à-dire que $Cv = 0,5$.

Tableau. III. 25 : précipitation mensuelle

ANNEE	MOIS												annuel
	Sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	
1976	0	65,9	56,7	117,9	71,6	34,6	3,6	55,1	54	19	0	5,1	483,5
1977	0	6	38,8	18,8	109,6	25,8	125,7	164,5	95,3	0	0	0,7	585,2
1978	8,7	173,3	86,9	38,5	72,9	119,5	32,8	80,3	13,2	12,7	0,4	0,6	639,8
1979	81	93,9	108,6	48,8	188,6	36,9	154,4	109,4	32,7	0,5	0	5,2	860
1980	21,4	20,4	32,3	234,5	10,7	82,8	53,9	92,9	35,5	3	0	18	605,4
1981	9,4	18,1	4,4	69,5	165,6	133,2	42,5	24,4	51,1	9,8	0	8,9	536,9
1982	31,4	50,1	225,6	134,6	0	42,9	35,2	29,1	9,2	0	18,6	1	577,7
1983	0	23,3	46,7	63,9	95,2	140,5	55,4	66,8	84,3	23,1	0	0,5	599,7
1984	0	143,4	60,5	66,9	55,3	74,6	140,3	18,6	97,4	0	0	0	657
1985	40,2	19,4	75,1	82,2	80,4	100,5	161,1	25,2	0	24,8	0	2,5	611,4
1986	39,4	48,8	75,7	141,1	118,9	198	20,9	13,2	11,7	17,5	0	0	685,2
1987	8	37,3	101,1	35,7	60,2	35	79,3	40,9	53,6	34,4	0	0	485,5
1988	31,3	25,9	32,4	196,2	10,9	36,7	55,3	115,2	14,7	17,5	10,2	21	567,3
1989	12,6	9,2	54,3	38,8	72	0	66,4	65,1	42	5,6	46,3	0	412,3
1990	12,1	27,7	65,1	148,2	78,6	124,3	73,7	38	19	12,7	5,9	5,4	610,7
1991	14,7	87,2	27,9	16,5	238,2	12,6	70,2	105,4	80,5	25,6	8,7	1,5	689
1992	7,1	47,8	82,2	75,7	21,8	54,9	24,7	82	44,6	0	2,7	1,6	445,1
1993	42,3	19,4	92,4	68	101,9	63,4	1,3	54,8	7,3	0	0	0	450,8
1994	66,5	119,7	43,5	49,5	240,6	33,8	111,6	13,3	8,5	16,8	0	9,7	713,5
1995	34	53,8	53,8	75,3	93,3	211,5	54,5	87,8	49,8	14,5	17,3	5,8	751,4
1996	28,4	40,4	8,3	71,8	60,4	18,4	7,7	89,4	22	0	0	25,2	372
1997	34,8	74	185,6	103	29,5	76,3	22,5	95,5	157,5	1,5	0	0	780,2
1998	46,2	37,5	84,5	59	114,7	132,7	84,3	7	18,7	4,2	0	1,9	590,7
1999	10,9	40,2	76,1	164,9	12,5	2,5	7,7	42,8	19,5	0	0	0	377,1
2000	21,1	57,7	119,4	42,8	227,3	46,3	1,5	80,8	27,4	0	1,5	0,5	626,3
2001	40,4	4,4	69	51,6	62,6	27,9	51,4	35,4	16,6	0,8	4,7	15,7	380,5
2002	10,3	26,4	99,2	139	195	218,8	9,8	110,7	30,1	2,6	2,3	14,9	859,1
2003	40,4	56,2	134,4	179,3	85,4	48,3	78,7	54,1	87,6	6,8	3,6	3,7	778,5
2004	24,4	31,4	101,2	149	34	83,2	36,1	16,1	3,7	0	0	0	479,1
2005	46,3	92,5	60,4	89,1	135,3	86,3	37,1	16,2	184,9	2,7	5,9	6	762,7
2006	42,3	6,7	16,9	141,7	19,7	79,6	311,6	135,1	23,1	1,2	27,9	11,6	817,4
2007	60,7	77,5	170,3	70,8	31	12,8	87,6	15,7	62,6	10,2	5,4	0	604,6
2008	60,9	81,5	111,1	122,1	175,6	21,8	90,7	120,1	34,6	1,2	8,2	7,4	835,2
2009	78,2	14,8	93,4	91,6	84	151,9	69,5	25,7	56,3	5,9	1,3	14,5	687,1
2010	20,2	85,9	119,2	71,9	59,4	150,2	72,8	98,7	131,1	16,2	2	5,4	833
2011	3,2	46,1	129,9	52,5	39,7	205,7	132,3	168,5	24,8	1,8	0	8	812,5
2012	4,3	52,2	110,4	14,6	104,7	118,2	76,6	70,1	109,2	5,6	0,8	15	681,7
myenne	27,92	51,78	82,52	90,14	90,73	82,23	68,67	66,59	49,03	8,06	4,69	5,87	628,25

Tableau III. 26 : Apports moyens mensuelles(Mm³)

$$A_{\text{moy}} = C_e * P_{\text{moy}} * S$$

ANNEE	MOIS												annuel
	sept	oct	Nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	
1976	0,0000	0,0418	0,0360	0,0748	0,0454	0,0220	0,0023	0,0350	0,0343	0,0121	0,0000	0,0032	0,3067
1977	0,0000	0,0038	0,0246	0,0119	0,0695	0,0164	0,0797	0,1044	0,0605	0,0000	0,0000	0,0004	0,3713
1978	0,0055	0,1099	0,0551	0,0244	0,0462	0,0758	0,0208	0,0509	0,0084	0,0081	0,0003	0,0004	0,4059
1979	0,0514	0,0596	0,0689	0,0310	0,1196	0,0234	0,0980	0,0694	0,0207	0,0003	0,0000	0,0033	0,5456
1980	0,0136	0,0129	0,0205	0,1488	0,0068	0,0525	0,0342	0,0589	0,0225	0,0019	0,0000	0,0114	0,3841
1981	0,0060	0,0115	0,0028	0,0441	0,1051	0,0845	0,0270	0,0155	0,0324	0,0062	0,0000	0,0056	0,3406
1982	0,0199	0,0318	0,1431	0,0854	0,0000	0,0272	0,0223	0,0185	0,0058	0,0000	0,0118	0,0006	0,3665
1983	0,0000	0,0148	0,0296	0,0405	0,0604	0,0891	0,0351	0,0424	0,0535	0,0147	0,0000	0,0003	0,3804
1984	0,0000	0,0910	0,0384	0,0424	0,0351	0,0473	0,0890	0,0118	0,0618	0,0000	0,0000	0,0000	0,4168
1985	0,0255	0,0123	0,0476	0,0521	0,0510	0,0638	0,1022	0,0160	0,0000	0,0157	0,0000	0,0016	0,3879
1986	0,0250	0,0310	0,0480	0,0895	0,0754	0,1256	0,0133	0,0084	0,0074	0,0111	0,0000	0,0000	0,4347
1987	0,0051	0,0237	0,0641	0,0226	0,0382	0,0222	0,0503	0,0259	0,0340	0,0218	0,0000	0,0000	0,3080
1988	0,0199	0,0164	0,0206	0,1245	0,0069	0,0233	0,0351	0,0731	0,0093	0,0111	0,0065	0,0133	0,3599
1989	0,0080	0,0058	0,0344	0,0246	0,0457	0,0000	0,0421	0,0413	0,0266	0,0036	0,0294	0,0000	0,2616
1990	0,0077	0,0176	0,0413	0,0940	0,0499	0,0789	0,0468	0,0241	0,0121	0,0081	0,0037	0,0034	0,3874
1991	0,0093	0,0553	0,0177	0,0105	0,1511	0,0080	0,0445	0,0669	0,0511	0,0162	0,0055	0,0010	0,4371
1992	0,0045	0,0303	0,0521	0,0480	0,0138	0,0348	0,0157	0,0520	0,0283	0,0000	0,0017	0,0010	0,2824
1993	0,0268	0,0123	0,0586	0,0431	0,0646	0,0402	0,0008	0,0348	0,0046	0,0000	0,0000	0,0000	0,2860
1994	0,0422	0,0759	0,0276	0,0314	0,1526	0,0214	0,0708	0,0084	0,0054	0,0107	0,0000	0,0062	0,4526
1995	0,0216	0,0341	0,0341	0,0478	0,0592	0,1342	0,0346	0,0557	0,0316	0,0092	0,0110	0,0037	0,4767
1996	0,0180	0,0256	0,0053	0,0455	0,0383	0,0117	0,0049	0,0567	0,0140	0,0000	0,0000	0,0160	0,2360
1997	0,0221	0,0469	0,1177	0,0653	0,0187	0,0484	0,0143	0,0606	0,0999	0,0010	0,0000	0,0000	0,4950
1998	0,0293	0,0238	0,0536	0,0374	0,0728	0,0842	0,0535	0,0044	0,0119	0,0027	0,0000	0,0012	0,3747
1999	0,0069	0,0255	0,0483	0,1046	0,0079	0,0016	0,0049	0,0272	0,0124	0,0000	0,0000	0,0000	0,2392
2000	0,0134	0,0366	0,0757	0,0272	0,1442	0,0294	0,0010	0,0513	0,0174	0,0000	0,0010	0,0003	0,3973
2001	0,0256	0,0028	0,0438	0,0327	0,0397	0,0177	0,0326	0,0225	0,0105	0,0005	0,0030	0,0100	0,2414
2002	0,0065	0,0167	0,0629	0,0882	0,1237	0,1388	0,0062	0,0702	0,0191	0,0016	0,0015	0,0095	0,5450
2003	0,0256	0,0357	0,0853	0,1137	0,0542	0,0306	0,0499	0,0343	0,0556	0,0043	0,0023	0,0023	0,4939
2004	0,0155	0,0199	0,0642	0,0945	0,0216	0,0528	0,0229	0,0102	0,0023	0,0000	0,0000	0,0000	0,3039
2005	0,0294	0,0587	0,0383	0,0565	0,0858	0,0547	0,0235	0,0103	0,1173	0,0017	0,0037	0,0038	0,4839
2006	0,0268	0,0043	0,0107	0,0899	0,0125	0,0505	0,1977	0,0857	0,0147	0,0008	0,0177	0,0074	0,5186
2007	0,0385	0,0492	0,1080	0,0449	0,0197	0,0081	0,0556	0,0100	0,0397	0,0065	0,0034	0,0000	0,3836
2008	0,0386	0,0517	0,0705	0,0775	0,1114	0,0138	0,0575	0,0762	0,0220	0,0008	0,0052	0,0047	0,5299
2009	0,0496	0,0094	0,0593	0,0581	0,0533	0,0964	0,0441	0,0163	0,0357	0,0037	0,0008	0,0092	0,4359
2010	0,0128	0,0545	0,0756	0,0456	0,0377	0,0953	0,0462	0,0626	0,0832	0,0103	0,0013	0,0034	0,5285
2011	0,0020	0,0292	0,0824	0,0333	0,0252	0,1305	0,0839	0,1069	0,0157	0,0011	0,0000	0,0051	0,5155
2012	0,0027	0,0331	0,0700	0,0093	0,0664	0,0750	0,0486	0,0445	0,0693	0,0036	0,0005	0,0095	0,4325
Moyenne	0,0177	0,0329	0,0524	0,0572	0,0576	0,0522	0,0436	0,0422	0,0311	0,0051	0,0030	0,0037	0,3986

III.5.3.) Irrégularité des apports :

III.5.3.1) Estimation fréquentielle des apports :

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

$$A_{\%} = \frac{A_0 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} \dots\dots\dots (III.38)$$

Avec : A% : Apport de fréquence donnée.

u : Variable réduite de Gauss.

A₀ : Apport moyen annuel [Mm³].

C_v : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul sont donnés dans le Tableau III.27.

Tableau III.27 : l'Apport fréquentiel.

Période de retour	5/4	10	50	100	200	1000
Fréquence (%)	80	10	2	1	0,5	0,1
Variable de Gauss	-0,84	1.28	2.05	2.33	2.58	3.09
Apport (Mm ³)	0,236	0,667	0,972	1,115	1,260	1,618
Debit(10 ³ m ³ /ans)	188,8	533,6	777,6	892	1008	1294,4

III.5.3.2) Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% :

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% suit la même répartition mensuelle des précipitations on a donc :

Tableau III.28: Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%.

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Av.	Mai	Juin	Juil	Août	Annuelle
Apport [%]	10,14	9,1	7,85	9,53	12,61	9,09	12,65	10,93	9,53	4,42	2,12	2,04	100
Apport [10³m³]	23,93	21,48	18,53	22,49	29,76	21,45	29,85	25,79	22,49	10,43	5,00	4,81	236

(Répartition mensuelle des précipitations)

On a donc: A80% —————> 100%

 X% —————> % mois

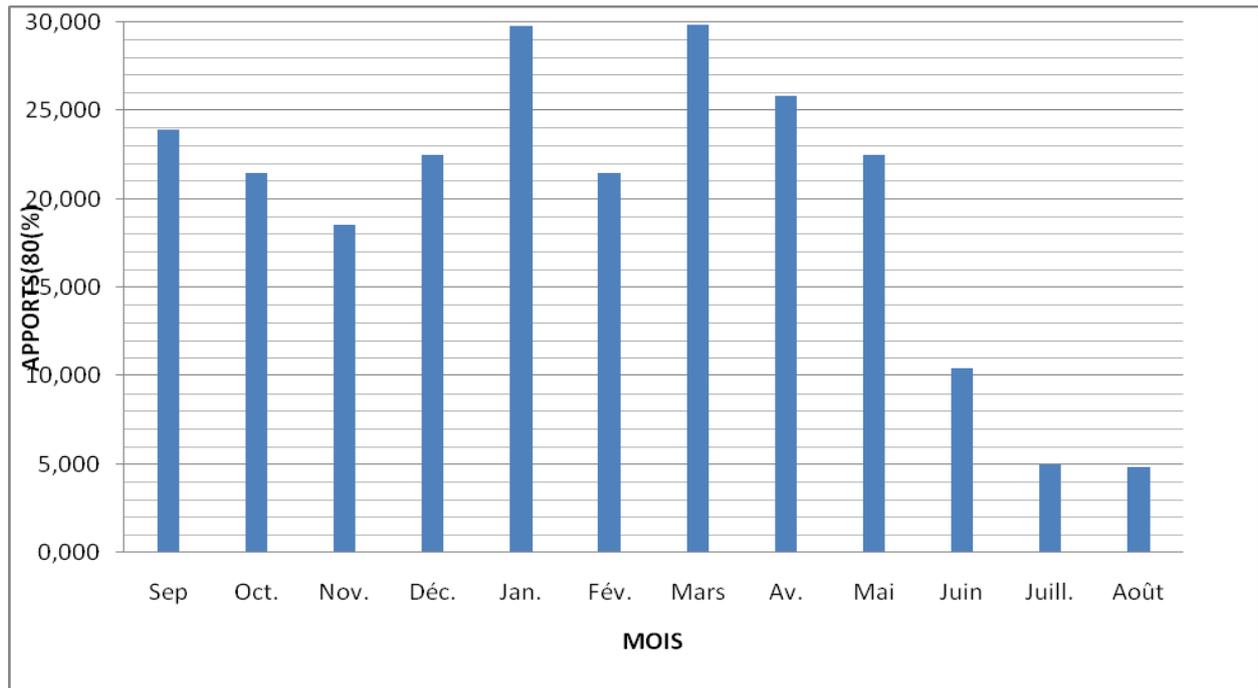


Figure III.13: Représentation graphique de l’apport de la fréquence 80%.

III.6. ETUDE DES CRUES :

Pour le bon dimensionnement de l’évacuateur de crue, on déterminera les débits de pointe de crues (Qmax) à la section de la retenue collinaire, prévu sur Chaabet El Oufar.

En raison de l’absence de mesures hydrométriques, la détermination des crues de projet a nécessité l’utilisation des formules empiriques qui donne des résultats acceptables concernant les débits estimés de l’Oued et qui exigent une prudence dans leurs applications.

III.6.1 FORMULES EMPIRIQUES:

a)Formule de Sokolovsky:

Sokolovski considère que l’hydrogramme de crue présente deux branches de courbe, l’une pour la montée et l’autre pour la décrue, chacune d’elle à sa propre équation.

Le débit maximum probable (Q_{max,p%}) est donnée par la formule de Sokolovski:

$$Q_{max,p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{ct} - H_0) \cdot \alpha p\% \cdot F \cdot S}{T_c} \dots\dots\dots (III.39)$$

Avec : S : Superficie du bassin (Km²).

T_c : temps de concentration (h).

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

H₀ : Perte initiale H₀ = 7mm.

αp% : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée

$$\alpha p \% = \frac{\sqrt{P_{ct \%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{ct \%}} + \sqrt{H_0}} \dots\dots\dots (III.40)$$

f : Coefficient de forme de la crue.
 H_0 : la perte d'eau initial ($H_0=7\text{mm}$)
 0.28 : coefficient de changement d'unité
 Le coefficient de forme de la crue peut être calculé par la formule :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \dots\dots\dots(III.41)$$

Tableau III.29 : Valeurs de γ en fonction de bassin versant.

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

On prend $\gamma = 2$ Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable.
 Alors : $f = 1,2$

Puisque les bassins versant ont une surface inférieure à 50 Km² on prend $\gamma = 2$ alors :

$$Q_{\max,p \%} = \frac{0,28 \cdot (P_{ct} - 7) \cdot \alpha \cdot 1,2 \cdot 2,44}{1,33} = 0,62 \cdot (P_{ct} - 7) \cdot \alpha \dots\dots\dots (III.42)$$

Tableau III.30: récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.

Fréquence (%)	0,1	1	2	5	10	20
Pct(mm)	78,74	55,59	49,05	41,05	34,77	28,52
αp %	0,54	0,48	0,45	0,42	0,38	0,34
$Q_{\max p \%}$ (m ³ /s)	24,02	14,35	11,77	8,77	6,55	4,50

P_{ct} , S et T_c ont été définis précédemment.

b) Méthode de Turazza

La formule de TURAZZA tient compte des pluies maximales de courtes durées, de l'intensité des pluies, de la superficie et du temps de concentration.

$$Q_{\max,p \%} = \frac{\alpha P \% \cdot I_t \cdot S}{3.6} \dots\dots\dots (III.43)$$

Où :

- S:**superficie du bassin versant, Km²
- I_t:** intensité de la pluie, mm/h (**I_t=P /t_c**)
- $\alpha P \%$:** Coefficient de ruissellement

Tableau III.31: récapitulatif des résultats de la formule de TURAZZA

Fréquence (%)	0,1	1	2	5	10	20
Ip	59,203	41,797	36,880	30,865	26,143	21,444
Qmax p%(m ³ /s)	34,656	25,024	22,532	19,089	16,607	13,842

TABLEAU III.32 : débit de pointe par les différentes formules.

Fréquence (%)	0,1	1	2	5	10	20
Période de retour (an)	1000	100	50	20	10	5
Ptc	78,74	55,59	49,05	41,05	34,77	28,52
Qmax,p%						
SOKOLOVSKY	24,02	14,35	11,77	8,77	6,55	4,50
TURAZZA	34,656	25,024	22,532	19,089	16,607	13,842

La crue de projet est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer.

Sur la base de tous ces résultats, les valeurs adoptées pour les débits maximaux (**TURRAZA**) fréquentiels sont :

Tableau III.33 : crue de projet.

T (ans)	Q _{max} (m ³ /s)
10	16,61
20	19,09
50	22,53
100	25,02

III.6.2 Hydrogramme de crue :

L'hydrogramme de crue sera établi selon la méthode de Sokolovsky. Cette méthode assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue.

- **Pour la montée de la crue :** $Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{tm} \right)^n$ (III.44)

- **Pour la décrue :** $Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m$ (III.45)

Avec : t_m : Temps de montée de la crue, $t_m = t_c$ (Selon Sokolovsky)

t_d : Temps de la décrue $t_d = \delta t_m$.

Tableau III.34 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ .

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

δ : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant, pour notre cas $\delta = 2,5$

$$t_d = \delta t_m = 2,5 * 1.33 = 3.33h.$$

net m : Puissance des courbes; $n = 2$, $m = 3$

Les résultats obtenus pour les différentes fréquences sont représentés dans les tableaux 30 et 31 et la figure 12.

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (5 ; 10 ; 20 ; 50 ; 100 ; 1000) dans, sont donnés dans le tableau III.35

Tableau III. 35 : Précipitation mensuelle.

	Temps (h)						
		1000	100	50	20	10	5
	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Débit de crue de montée	0,2	0,784	0,566	0,510	0,432	0,376	0,313
	0,4	3,135	2,263	2,038	1,727	1,502	1,252
	0,6	7,054	5,093	4,586	3,885	3,380	2,817
	0,8	12,540	9,054	8,152	6,907	6,010	5,008
	1	19,594	14,147	12,738	10,792	9,390	7,825
	1,2	28,216	20,371	18,343	15,541	13,522	11,268
	1,33	34,660	25,024	22,532	19,090	16,610	13,842
Débit de crue de descente	0	34,660	25,024	22,532	19,090	16,610	13,842
	0,2	28,783	20,781	18,711	15,853	13,793	11,495
	0,4	23,610	17,046	15,349	13,004	11,315	9,429
	0,6	19,098	13,788	12,415	10,519	9,152	7,627
	0,8	15,200	10,975	9,882	8,372	7,284	6,071
	1	11,873	8,572	7,719	6,539	5,690	4,742
	1,2	9,071	6,549	5,897	4,996	4,347	3,622
	1,4	6,748	4,872	4,387	3,717	3,234	2,695
	1,6	4,860	3,509	3,159	2,677	2,329	1,941
	1,8	3,362	2,427	2,185	1,852	1,611	1,343
	2	2,208	1,594	1,436	1,216	1,058	0,882
	2,2	1,354	0,978	0,880	0,746	0,649	0,541
	2,4	0,755	0,545	0,491	0,416	0,362	0,302
	2,6	0,365	0,264	0,237	0,201	0,175	0,146
	2,8	0,140	0,101	0,091	0,077	0,067	0,056
	3	0,034	0,024	0,022	0,019	0,016	0,013
3,2	0,002	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	
3,33	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	

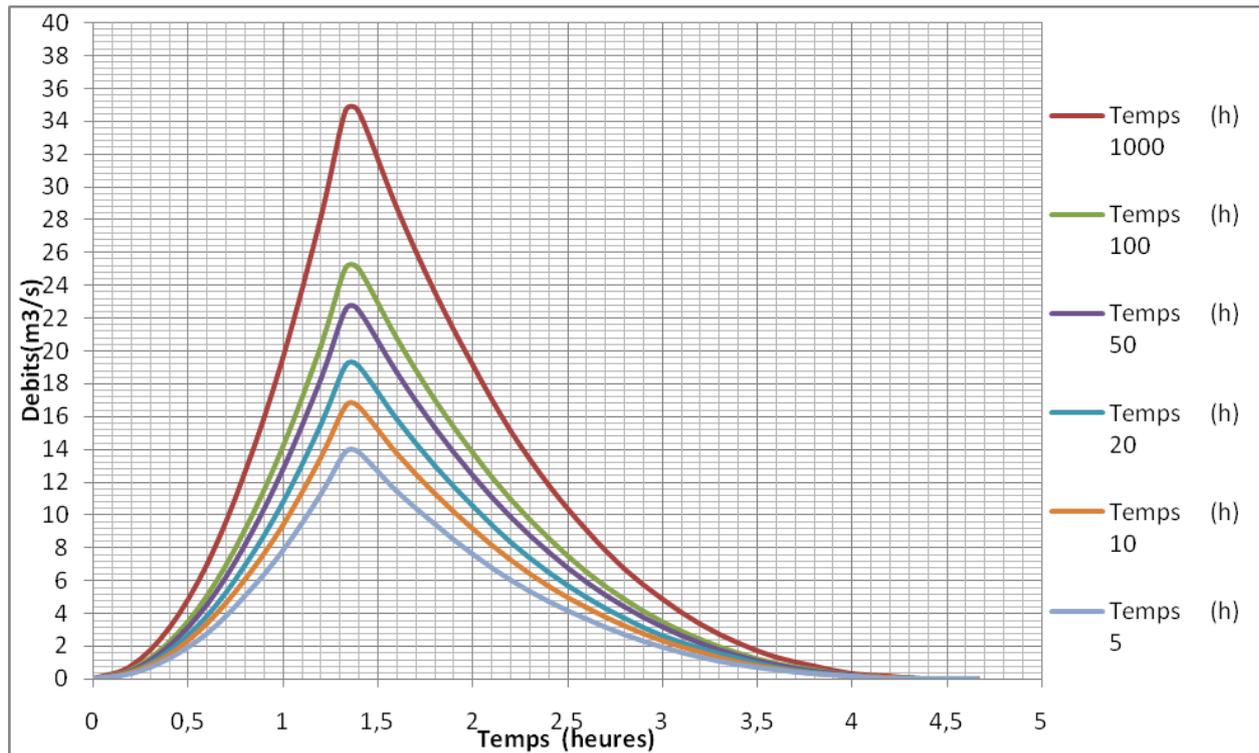


Figure III.14 :L'Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (par SOKOLOVSKY)

III.7. Choix de la crue de projet:

La crue de projet est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer sans dommages graves a l'aval.

Dans notre cas on va opter pour la crue centennale voyant le risque potentiel et les dommages que causera la rupture du barrage qui ne sont pas très importants selon la classification du comité national australien des grands barrages (CNAGB), (pas de pertes humaines en cas de rupture du barrage), et vue l'importance du présent ouvrage, ainsi que la crue centennale est la plus recommandée dans de cas pareils.

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

D'où $Q_{1\%} = 25,02 \text{ m}^3/\text{s}$ pour 100ans.

La crue des travaux: $Q_{5\%} = 19,09 \text{ m}^3/\text{s}$ Pour 20ans.

III.7.1. Volume mort :

Le volume mort est un volume constant, qui ne participe pas à la régularisation des débits. Il doit répondre à certaines conditions :

- Accumulation des matériaux solides dans la retenue.

- Garantir une certaine dénivelée nécessaire au-dessus de la surface à irriguer.

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$V_M = \frac{T_s T S}{\delta_s} \dots\dots\dots (III.46)$$

Où :

T_s : apport solide moyen annuel en suspension en t/Km²/an

S : surface du bassin versant en km²

T : durée de fonctionnement de la retenue collinaire (on prend T=20ans)

δ : Poids volumique de la vase en kg/m³ δ =1.2(A.N.R.H) ;

A/ APPORT SOLIDE :

On suppose que l'entier transport solide, concernant une période de 20 ans, il s'arrête dans le réservoir. Nous ferons recours aux formules empiriques pour la quantification de l'apport solide et le volume mort.

➤ **Formule de Tixeront :**

$$T_s = \alpha . L_e^{0.15} \dots\dots\dots (III.47)$$

T_s : apport solide moyen annuel en suspension en t/Km²/an

L_e : lame d'eau écoulée en mm

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant,

Tableau III.36: Valeur de α en fonction de la perméabilité.

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

Perméabilité moyenne donc α = 75. (D'après l'étude géotechnique)

T_a :(apport solide en suspension)

A_s : apport solide en suspension + charriage.

L'apport solide en charriage était estimé à 25% de l'apport solide en suspension.

Tableau III.37: Résultat de Formule de TIXERONT.

TIXERONT	
$As = \alpha L^{0,15}$	
α	75
Le	164,34
Ts	161,2

B/ Calcul du volume mort :**1. Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple) :**

L'apport solide en charriage était estimé à 25% de l'apport solide en suspension.

$$V_m = \frac{As.T.S}{\delta_s} \dots\dots\dots (III.48)$$

Donc, le volume mort durant la période d'exploitation de la retenue est :

$$V_m = 6556,28m^3$$

2. Formule de TIXERONT :

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 - 1.10) \frac{Q_s T}{\delta_s} (m^3) \dots\dots\dots (III.49)$$

Q_s : Le débit solide (t/an)

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

$$Q_s = T_s * S.$$

S : Superficie du bassin versant.

$$AN : \quad Q_s = 393,38 \text{ t/an}$$

T : Délai de service ; T = 20 ans.

D'où :

$$V_m = 6884,2m^3$$

Donc on choisit la plus grande valeur :

$$V_m = 6884,15m^3$$

Conclusion :

D'après les résultats trouvés on opte une valeur du volume mort égale à **6884,15m³** Pour 20 ans d'exploitation.

III.7.2. Courbes caractéristiques de la retenue :

Si on suppose que notre cuvette est comprise entre une côte minimale de **918 m** et une côte maximale de **938m**.

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

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

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

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

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

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

Le Tableau 34 donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

- courbe capacité-hauteur $H=f(V)$
- courbe surface-hauteur. $H=f(S)$

Tableau III. 38: Caractéristiques topographiques de la retenue.

Cotes [m.NGA]	ΔH [m]	S [m^2]	$S_{cumul\acute{e}}$ (hm^2)	Smoy(m^2)	VPartiel [m^3]	VCumulé [m^3]
918	0	0	0		250,25	0
			0,075076	375,38		
919	1	750,76				250,25
			0,235404	1177,02	1177,02	
920	1	1603,28				1427,27
			0,496396	2106,6	2106,6	
921	1	2609,92				3533,87
			0,873354	3189,75	3189,75	
922	1	3769,58			4462,27	6723,62
			1,38885	4462,27		
923	1	5154,96				11185,89
			2,088613	6076,295	6076,295	
924	1	6997,63			7946,685	17262,19
			2,978187	7946,685		
925	1	8895,74				25208,87
			4,098715	10050,51	10050,51	
926	1	11205,28			12416,09	35259,38
			5,461405	12416,09		
927	1	13626,9				47675,47
			7,066281	14837,83	14837,83	
928	1	16048,76				62513,30
			8,925615	17321,05	17321,05	
929	1	18593,34				79834,35
			11,09286	20132,895	20132,895	
930	1	21672,45			23321,7	99967,25
				23321,7		

Tableau III. 39: Suite du tableau Caractéristiques topographiques de la retenue.

931	1	24970,95	13,589955	26943,46	26943,46	123288,95
932	1	28915,97	16,481552	31299,67	31299,67	150232,41
933	1	33683,37	19,849889			181532,08
934	1	38342,42	23,684131	36012,895		217544,97
935	1	42847,75	27,968906	40595,085	40595,085	258140,06
936	1	47149,17	32,683823	44998,46	44998,46	303138,52
937	1	52048,98	37,888721	49599,075	49599,075	352737,59
938	1	56912,19	43,57994	54480,585	54480,585	407218,18

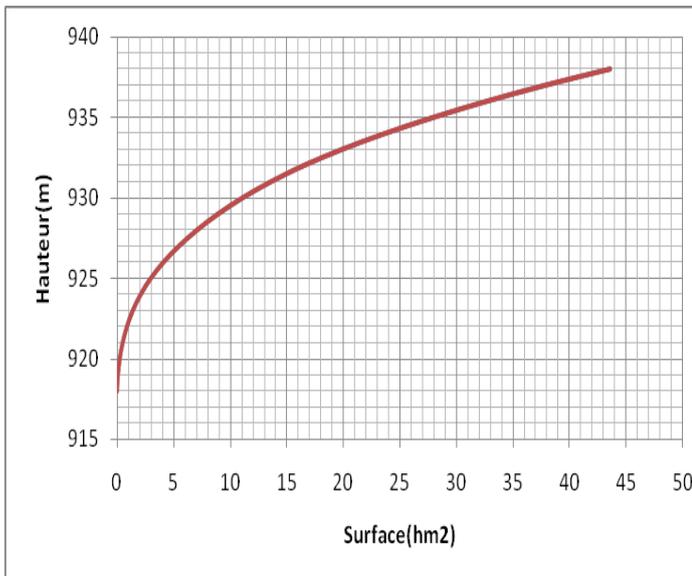


Figure III.15 : Courbes Hauteurs -Surface.

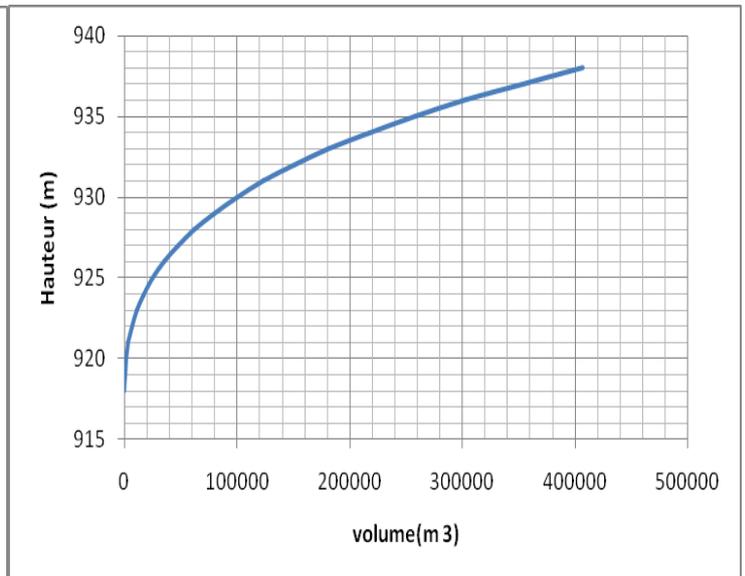


Figure III.16 : Courbes Hauteurs - Capacité.

III.7.3. Régularisation des débits :

La régularisation des débits permet de déterminer la meilleure façon de la restitution des eaux stockées. Le but est donc de satisfaire la demande en aval, que se soit en eau potable, en irrigation, pour la production de l'énergie électrique ou encore pour la navigation (grands barrages).

Différents types de régularisation sont utilisés :

- ◆ La régularisation saisonnière.
- ◆ La régularisation interannuelle.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

L'apport ($A_{80\%}$ en M m³), La consommation totale (M m³).

Les infiltrations et l'évaporation. Les courbes caractéristiques de la retenue (Figure 13).

La régularisation saisonnière est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

La régularisation interannuelle sera effectuée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation, on stocke donc les eaux des saisons humides pour les restituer au cours des saisons sèches.

III.7.3.1. Module d'irrigation :

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

Tableau III.40 : Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation.

Mois	Besoin (m ³ /ha/an)	Besoin (%)
septembre	750	15
Octobre	0	0
Novembre	0	0
Décembre	0	0
Janvier	0	0
Février	0	0
Mars	0	0
Avril	250	5
Mai	750	15
Juin	1000	20
Juillet	1250	25
Août	1000	20
Totale	5000	100

$$S_i = \frac{A_u}{N} = \frac{0,096}{5000 \cdot 10^{-6}} = 19,2 \text{ ha} \quad , \text{ Si : Surface irrigable.}$$

Tableau III.41 : Répartition mensuelle de la consommation des eaux d'irrigation.

Mois	(19,2 ha)U80% (Mm ³)
septembre	0,0144
Octobre	0
Novembre	0
Décembre	0
Janvier	0
Février	0
Mars	0
Avril	0,005
Mai	0,0144
Juin	0,0192
Juillet	0,024
Août	0,02
Totale	0,096

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

III.7.3.2. Calcul du volume utile :

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

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

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

a) Procédé de calcul :

- Détermination de la période à bonne hydraulicité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires " V_s " et " V_d ".
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.
- Détermination du volume à évacuer.

La période à bonne hydraulicité est celle du mois de Octobre jusqu'au mois de Avril.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le suivant :

III.7.3.3. Régularisation saisonnière (sans tenir compte des pertes)

Tableau III.42 : régularisation saisonnière (sans tenir compte des pertes).

Mois	W (Mm ³)	U (Mm ³)	W - U (Mm ³)	V (Mm ³)
Octobre	0,0091	0	+0,0091	V_s = 0,067
Novembre	0,0079	0	+0,0079	
Décembre	0,0095	0	+0,0095	
Janvier	0,0126	0	+0,0126	
Février	0,0091	0	+0,0091	
Mars	0,0127	0	+0,0127	
Avril	0,0109	0,004	+0,0061	
Mai	0,0095	0,0144	-0,0049	V_d = 0,0631
Juin	0,0044	0,0192	-0,0148	
Juillet.	0,0021	0,0240	-0,0219	
Août	0,0020	0,02	-0,0172	
Septembre	0,0101	0,0144	-0,00443	

$V_s = 0,067M m^3$.

$V_d = 0,0631Mm^3$.

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

D'ou : $V_u = V_d$ **Alors** : $V_u = 0,0631Mm^3$.

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

D'où : $V_{NNR} = 6884,15 + 63100 = 69984,15m^3$

Le niveau du volume mort NVM correspond à $V_m = 6884,15Mm^3$ NVM=631,00m

Le niveau normal de la retenue NNR correspond à $V_{NNR} = 69984,15m^3$, NNR=928.5m

Avec : V_{rf} =volume de remplissage final.

V_{ri} =volume de remplissage initial.

S =volume excédentaire à évacuer.

Tableau III.43 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes suivant la 1^{ère} et 2^{ème} consigne

Mois	A _{80%} (m ³)	U _{80%} (m ³)	A-U (m ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation			2 ^{ème} consigne d'exploitation		
				V _{rf} (m ³)	V _{ri} (m ³)	S (m ³)	V _{ri} (m ³)	V _{rf} (m ³)	S (m ³)
Oct	0,0091	0	0,0091	0	0,0068842	0		0,0068842	0
				0,0159842	0,0159842	0	0,0031842	0,0068842	0,0037
NOV	0,0079	0	0,0079	0,0238842	0,0238842	0	0,0122842	0,0122842	0
				0,0333842	0,0333842	0	0,0201842	0,0201842	0
DEC	0,0095	0	0,0095	0,0459842	0,0459842	0	0,0296842	0,0296842	0
				0,0550842	0,0550842	0	0,0422842	0,0422842	0
JAN	0,0126	0	0,0126	0,0677842	0,0677842	0	0,0513842	0,0513842	0
				0,0736842	0,0699842	0,0037	0,0640842	0,0640842	0
Fév	0,0091	0	0,0091	0,0650842	0,0650842	0	0,0699842	0,0699842	0
				0,0502842	0,0502842	0	0,0650842	0,0650842	0
Mars	0,0127	0	0,0127	0,0283842	0,0283842	0	0,0502842	0,0502842	0
				0,0111842	0,0111842	0	0,0283842	0,0283842	0
AVR	0,0109	0,005	0,0059	0,0068842	0,0068842	0	0,0111842	0,0111842	0
						0,0037	0,0068842	0,0068842	0,0037
MAI	0,0095	0,0144	-0,0049						
JUIN	0,0044	0,0192	-0,0148						
JuIL	0,0021	0,024	-0,0219						
AOUT	0,002	0,02	-0,0172						
SEP	0,0101	0,0144	-0,0043						

III.7.3.4. Régularisation saisonnière (En tenir compte des pertes) :

Les pertes dans la retenue sont deux sortes :

- Pertes par évaporation et Pertes par infiltration.

Remarque :

Les pertes par filtration dans une retenue dépendent de la structure géologique et des caractéristiques hydrogéologiques relatives au niveau des eaux souterraines.

1) Pertes par évaporation :

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

Avec: E_v : Evaporation mensuelle (mm)

S : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen.

" S_{moy} " : Tirée de la courbe (capacité- hauteur).

2) Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par

infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots(III.51)$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau III.43.

V_{moy} : volume moyenne $\left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right] \dots\dots\dots(III.52)$

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

Tableau III.44 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.

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

Tableau III.45 : Répartition mensuelle de l'évaporation. (1990-2004)

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juill	Août
Evaporation (mm)	193	143	93	70	69	72	108	135	186	261	337	309
Evaporation (%)	9,77	7,22	4,69	3,56	3,49	3,65	5,48	6,82	9,44	13,2	17,0	15,62

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.46 : Évaluation des pertes.

Mois	Vmoy m3	Smoy m2	Es(mm)	Vevp m3	Vinf m3	∏ m3	W – U (m3)	W – (U + ∏)m3	V(m3)
Oct	11434,15	5000	143	34,97	114,34	150,09	9100	8949,91	V's = +66822,11 m3
Nov	19934,15	7500	93	80,65	199,34	222,59	7900	7677,41	
Déc	28634,15	9500	70	135,71	286,34	303,84	9500	9196,16	
Jan	39684,15	12000	69	173,91	396,84	414,09	15600	15185,91	
Fév	50534,15	14000	72	194,44	505,34	523,34	9100	8576,66	
Mars	61434,15	16000	108	148,15	614,34	641,34	12700	12058,66	
Avr	68884,15	17000	135	125,93	688,84	722,59	5900	5177,41	
Mai	69084,15	17100	186	91,94	690,84	737,34	-4900	-5637,34	V'd= -64549,47m3
Jui	60384,15	15500	261	59,39	603,84	669,09	-14800	-15469,09	
Juill	41134,15	12250	337	36,35	411,34	495,59	-21900	-21517,75	
Août	20689,15	8000	309	25,89	206,89	284,14	-17200	-17484,14	
Sept	9289,15	4500	193	23,32	92,89	141,14	-4300	-4441,14	

D'après le tableau on a :

V's = +66822,11m³ V'd= -64549,47m³

D'ou : V'u = V'd Alors : V'u' = -64549,47m³.

Le volume de la retenue normale sera : **V'NRR = 71433,62 m³**

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière en tenant comptes des pertes sont donnés dans le tableau.

Tableau III.47 : Évaluation des pertes.

Mois	A _{80%} (m ³)	U _{80%} (m ³)	Π (m ³)	A-U-Π (m ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation			2 ^{ème} consigne d'exploitation		
					V _{rf} (m ³)	V _{ri} (m ³)	S (m ³)	V _{rf} (m ³)	V _{ri} (m ³)	S (m ³)
Oct	9100	0	149,341	8950,659	6884,150	6884,150	0	0,000	6884,150	0
					15834,809	15834,809	0	3680,770	6884,150	3203,38
Nov	7900	0	231,138	7668,862	23503,671	23503,671	0	12631,429	12631,429	0
					32691,076	32691,076	0	21710,291	21710,291	0
Dec	9500	0	312,595	9187,405	48967,538	48967,538	0	31097,695	31097,695	0
					58911,879	58911,879	0	46264,157	46264,157	0
Jan	15600	0	433,538	15166,462	70893,984	70893,984	0	54808,498	54808,498	0
					75953,371	72749,990	3203,38	66790,603	66790,603	0
Fév	9100	0	555,659	8544,341	66987,878	66987,878	0	72749,990	72749,990	0
					51401,723	51401,723	0	66987,878	66987,878	0
Mars	12700	0	717,895	11982,105	28868,424	28868,424	0	51401,723	51401,723	0
					11316,692	11316,692	0	28868,424	28868,424	0
Avr	10900	5000	840,613	5059,387	6884,150	6884,150	0	11316,692	11316,692	0
							3203,38	6884,150	6884,150	3203,38
Mai	9500	14400	862,113	-5762,113						
Juin	4400	19200	786,155	-15586,16						
Juil	2100	24000	597,883	-22533,30						
Aout	2000	19200	316,549	-17551,73						
Sep	10100	14400	132,542	-4432,542						

Tableau III.48 : Régularisation saisonnière en tenir compte des pertes.

Mois	A _{80%} (m ³)	U _{80%} (m ³)	Π (m ³)	A-U-Π (m ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation		
					V _{rf} (m ³)	V _{ri} (m ³)	S (m ³)
Oct	9100	0	150,092	8949,909	6884,150	6884,150	0
					15834,059	15834,059	0
Nov	7900	0	222,592	7677,409	23511,467	23511,467	0
					32707,626	32707,626	0
Dec	9500	0	303,842	9196,159	47893,534	47893,534	0
					56470,193	56470,193	0
Jan	15600	0	414,092	15185,909	69828,851	69828,851	0
					75006,260	71433,620	3572,64
Fév	9100	0	523,342	8576,659	65796,279	65796,279	0
					50327,187	50327,187	0
Mars	12700	0	641,342	12058,659	28809,433	28809,433	0
					11325,292	11325,292	0
Avr	10900	5000	722,592	5177,409	6884,150	6884,150	0
							3572,64
Mai	9500	14400	737,342	-5637,342			
Juin	4400	19200	669,092	-15469,092			
Juil	2100	24000	495,592	-21517,754			
Aout	2000	19200	284,142	-17484,142			
Sep	10100	14400	141,142	-4441,142			

3) Estimation de l'erreur :

On a : $\zeta = \frac{V'u - Vu}{V'u} \cdot 100$ sachant que $1\% < \zeta < 2\%$ (III.53)

A.N : $\zeta = \frac{64549,47 - 63100}{64549,47} \cdot 100$ $\zeta = 2,24\% \geq 2\%$

Donc on n'admet pas le volume utile : Vu=0,06454947 Mm³

Le volume normal de la retenue est : V_{NNR}=0,07143362 Mm³

Tableau III.49 : Régularisation saisonnière en tenir compte les pertes (2ère itération).

Mois	Vmoy	Smoy	E	Vinf m3	Vexp m3	Π m3	W - U (m3)	W - (U + Π)m3	V (m ³)
Oct	11359,1	5000	143	113,591	35,75	149,341	9100	8950,659	V''s= 66559,22
Nov	19672,76	7400	93	196,728	34,41	231,138	7900	7668,862	
Déc	28109,55	9000	70	281,095	31,5	312,595	9500	9187,405	
Jan	40300,58	8850	69	403,006	30,5325	433,538	15600	15166,462	
Fév	52181,86	9400	72	521,819	33,84	555,659	9100	8544,341	
Mars	63149,52	16000	108	631,495	86,4	717,895	12700	11982,105	
Avr	72417,56	17250	135	724,176	116,4375	840,613	5900	5059,387	V''d= -65865,84
Mai	70401,27	17000	186	704,013	158,1	862,113	-4900	-5762,113	
Jui	58061,73	15750	261	580,617	205,5375	786,155	-14800	-15586,16	
Juill	39568,31	12000	337	395,683	202,2	597,883	-21900	-22533,30	
Août	20067,36	7500	309	200,674	115,875	316,549	-17200	-17551,73	
Sept	9104,721	4300	193	91,047	41,495	132,542	-4300	-4432,542	

D'après le tableau on a :

$$V''s = 66559,22m^3 \quad V''d = -65865,84m^3$$

$$D'ou : V''u = V''d \quad \text{Alors : } V_u'' = 65865,84m^3$$

Le volume de la retenue normale sera : $V_{NNR} = 65865,84 + 6884,15 = 72750 m^3$

3) Estimation de l'erreur :

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

$$\text{A.N : } \zeta = \frac{65865,84 - 64549,47}{65865,84} \cdot 100 \quad \zeta = 1,98 \%$$

Donc on admet le volume utile : $V_u = 0.06586584 Mm^3$

Le volume normal de la retenue est : $V_{NNR} = 0,072750 Mm^3$

La cote au niveau normal de la retenue est $NNR = 928,5 m$

Tableau III.26: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.

Mois	A _{80%} (m ³)	U _{80%} (m ³)	Π (m ³)	A-U-Π (m ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation			2 ^{ème} consigne d'exploitation		
					V _{rf} (m ³)	V _{ri} (m ³)	S (m ³)	V _{rf} (m ³)	V _{ri} (m ³)	S (m ³)
Oct	9100	0	149,341	8950,659	6884,150	6884,150	0	0,000	6884,150	0
					15834,809	15834,809	0	3680,770	6884,150	3203,38
Nov	7900	0	231,138	7668,862	23503,671	23503,671	0	12631,429	12631,429	0
					32691,076	32691,076	0	21710,291	21710,291	0
Dec	9500	0	312,595	9187,405	48967,538	48967,538	0	31097,695	31097,695	0
					58911,879	58911,879	0	46264,157	46264,157	0
Jan	15600	0	433,538	15166,462	70893,984	70893,984	0	54808,498	54808,498	0
					75953,371	72749,990	3203,38	66790,603	66790,603	0
Fév	9100	0	555,659	8544,341	66987,878	66987,878	0	72749,990	72749,990	0
					51401,723	51401,723	0	66987,878	66987,878	0
Mars	12700	0	717,895	11982,105	28868,424	28868,424	0	51401,723	51401,723	0
					11316,692	11316,692	0	28868,424	28868,424	0
Avr	10900	5000	840,613	5059,387	6884,150	6884,150	0	11316,692	11316,692	0
								3203,38	6884,150	6884,150
Mai	9500	14400	862,113	-5762,113						
Juin	4400	19200	786,155	-15586,16						
Juil	2100	24000	597,883	-22533,30						
Aout	2000	19200	316,549	-17551,73						
Sep	10100	14400	132,542	-4432,542						

II.8. Laminage des crues :

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

Cette étude peut se faire par calcul sur ordinateur, ou par des méthodes purement dites hydraulique, basées sur la formule de déversoir, dans cette partie, on examine le laminage de la crue pour différente longueur du déversoir.

L'Hydrogramme de crue est représenté dans la figure N°14, qui est toujours celui de la crue centennale.

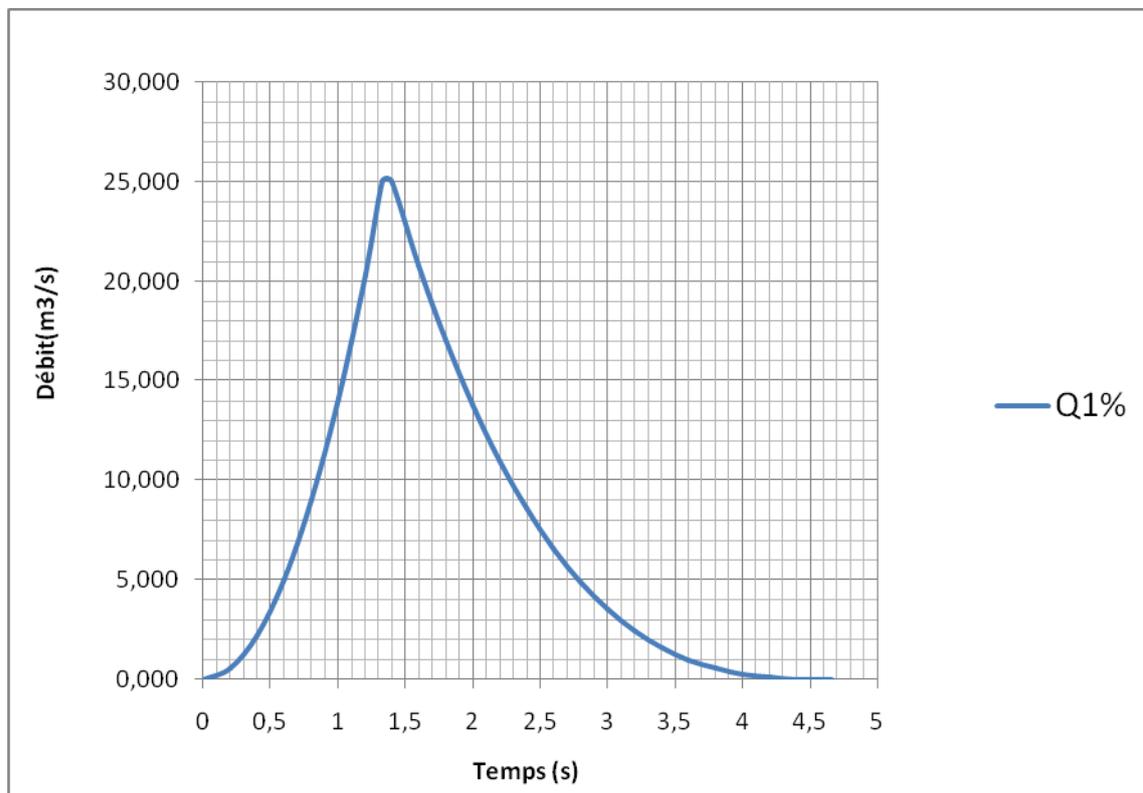


Figure III.17 :Hydrogramme de crue centennale

III.8.1. Principe de calcul :

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

$$Q(t).dt = q(t).dt + S(t).dH..... (III.54)$$

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

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

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

Le débit cumulé à l'instant t est :

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

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

A/ Méthode de KOTCHERINE :

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

- L'hydrogramme de crue est assimilé à un triangle, et l'hydrogramme d'évacuation est assimilé à un triangle.
- Les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire ;
- Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR ;
- Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

A.1- Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{\text{lam}}}{Q_{\%}} \right) \dots \dots \dots \text{(III.55)}$$

Où :

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

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

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

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée.

$$q_{\text{lam}} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \dots \dots \dots \text{(III.56)}$$

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

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

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

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

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots \dots \dots \text{(III.57)}$$

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

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

L : largeur de déversoir ;

H_d : charge sur le déversoir.

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

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

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

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

$$V_{\text{moy}} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \dots \dots \dots \text{(III.58)}$$

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

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

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g} \dots \dots \dots \text{(III.59)}$$

Avec :

H_o : la charge globale.

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

P : la hauteur de pelle.

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

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

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

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

Tableau. III. 50 : Données initiales

Données initiales	
g	9,81 m ² /s
α	1
Q _{1%}	25, 02 m ³ /s
V _{crue 1%}	0.20 Mm ³
m	0,49
P	1,5 m

Tableau. III.51 : Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de Hd (Méthode de KOTCHERINE)

Hd (m)	Vch (m ³)	qlam (m ³ /s)	Débits (m ³ /s)						
			2	4	6	8	10	12	14
1,6	31750	21,235	8,785	17,571	26,356	35,141	43,926	52,712	61,497
1,4	27150	21,783	7,191	14,381	21,572	28,763	35,953	43,144	50,334
1,2	24750	22,069	5,706	11,412	17,119	22,825	28,531	34,237	39,943
1	18750	22,785	4,341	8,682	13,023	17,363	21,704	26,045	30,386
0,8	14950	23,238	3,106	6,212	9,318	12,424	15,530	18,636	21,742
0,6	10650	23,750	2,017	4,035	6,052	8,070	10,087	12,105	14,122
0,4	7150	24,168	1,098	2,196	3,294	4,393	5,491	6,589	7,687
0,2	2950	24,668	0,388	0,777	1,165	1,553	1,941	2,330	2,718

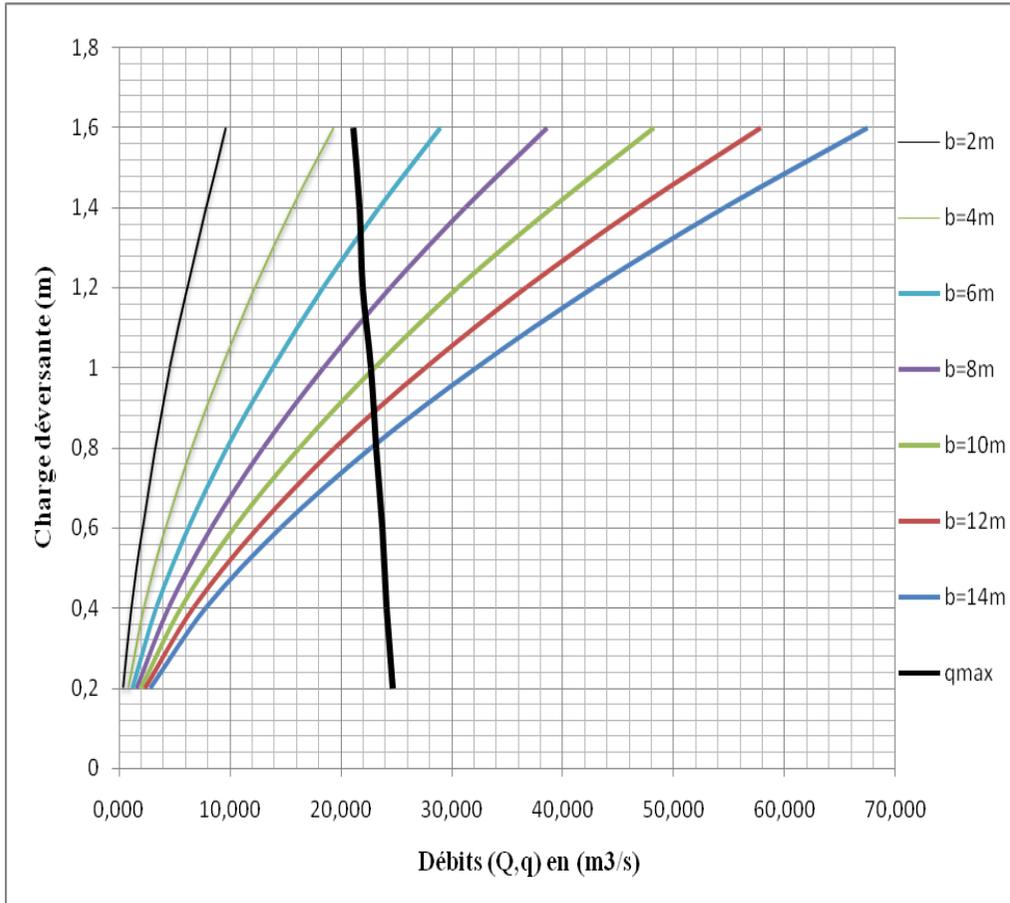


Figure III.18 : Courbes $q=f(H)$

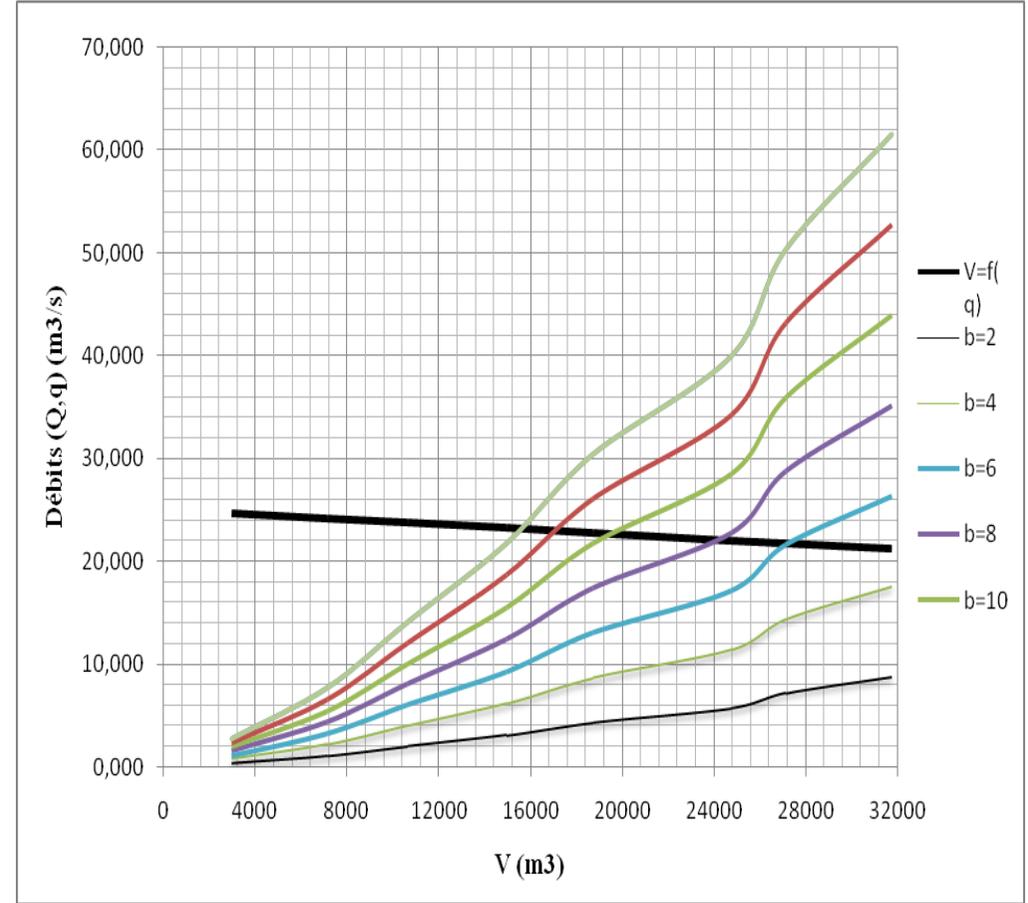


Figure III.19 : Courbes $V=f(V_{forcé})$

Avec $H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (III.61)$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [F = 0.215 km].

A.N : $H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{0.215} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{0.215} = 0,73 \text{ m}$

D'où : $V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,73 = 2,96 \text{ m/s}$

Donc :

$$R = 0.75 \cdot 0,73 + \frac{2,96^2}{2 \cdot 9,81} = 0,89 \text{ m}$$

b) Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g}$$

Avec $H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (III.62)$

A.N : $H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{0.215} = 0,65 \text{ m}$

$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,65 = 2,80 \text{ m/s}$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0,65 + \frac{2,80^2}{2 \cdot 9,81} = 1,11 \text{ m}$$

c) Formule Simplifiée [5] :

$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (III.63)$

$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0.215} = 1,07 \text{ m}$

Conclusion :

On prend une valeur moyenne donc :

$$R = \frac{0,89 + 1,11 + 1,07}{3} = 1.02 \text{ m}$$

Commentaire : On prend la valeur moyenne de la revanche : **R =1, 00 m.**

B/ Largeur en crête :

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

1) Formule de KNAPEN :

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.64)$$

2) Formule de F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (III.65)$$

3) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (III.66)$$

Pour une charge moyenne de **1,00 mètre** on a :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t. = 928.50 - 918 + 1,32 + 1,00 + = 12,50 \text{ m} \dots\dots\dots (III.67)$$

Tableau III.53 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur en crête.

b (m)	Hd (m)	Hb (m)	largeur en crête			
			KNAPPEN	PREECE	SIMPLIFIEE	pratique
6	1,32	13	5,95	4,97	5,46	6,01
8	1,13	12,81	5,91	4,94	5,42	5,97
10	0,99	12,67	5,87	4,92	5,39	5,93
12	0,89	12,57	5,85	4,90	5,37	5,91
14	0,81	12,49	5,83	4,89	5,35	5,89
	moy		5,88	4,92	5,40	5,94
		moy	5,54			

On opte pour une largeur de crête égale à:

$$b_{cr} = 5,00 \text{ m}$$

III.9. 2.Calcul du coût de la digue :

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

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

$$V_B = \sum V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots\dots\dots (III.68)$$

V_i : le volume du barrage à la cote i.

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

$$S_i : \text{Section transversale correspondante à la coupe } i \left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right] \dots\dots\dots (III.69)$$

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

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i

En fixant le prix d'**1m³** de remblai à **400 DA**, les coûts de la digue pour différentes largeurs du déversoir sont présentés dans le tableau 03.

Tableau III.54 : coût et volume de la digue.

b (m)	6	8	10	12	14
q (m ³ /S)	22	22,5	23	23,4	23,85
Hd (m)	1,32	1,13	0,99	0,89	0,81
Hb(m)	13	12,81	12,67	12,57	12,49
Surface0	0	0	0	0	0
Surface1	87,36	81,19	73,786875	64	58,71
Surface2	387,75	375,404275	366,434475	355,6875	355,060275
Surface3	529,75	515,314275	504,804475	497,363475	491,450275
Surface4	129	116,036875	108,931875	97,0275	87,36
Surface0	0	0	0	0	0
Distance1	984,55	915,01	831,58	721,280	661,66
Distance2	4406,65	4234,91	4083,05	3892,602	3837,72
Distance3	13900,13	13494,39	13199,27	12923,722	12824,63
Distance4	8804,19	8438,01	8202,59	7944,035	7735,80
Distance5	1964,67	1767,24	1659,03	1477,729	1330,49
Volume m ³	30060,18	28849,6	27975,5	26959,4	26390,3
Coût (DA)	12024072,5	11539823,6	11190208	10783747,2	10556123,2

Remarque : Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3.0 et 2.5 mètres, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 400 DA. [A.N.B.T].

III.9. 3.Calcul du coût de l'évacuateur de crue:

1. Coût de l'excavation:

Le volume de l'excavation est déterminé en utilisant le profil en long de l'évacuateur de crue, le prix d'**1 m³** d'excavation est de **1000 DA**.

a) Coût du déversoir :

Nous avons choisi un profil a seuil mince, la variation de la charge sur le long de déversoir, entraîne le changement de son profil, ainsi pour chaque charge sur le déversoir, correspondant a une section.

Pour le calcul du coût de déversoir, on a estimé que le prix d'un mètre cube du béton est de 25000 DA.

Les résultats de calcul des coûts des excavations et du déversoir pour différentes largeurs déversantes sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau III.55 : Calcul des coûts du déversoir et l'excavation

Largeur déversant b (m)	Charge H (m)	Volume d'excavation (m3)	Coût d'excavation (DA)	Volume du déversoir (m3)	Coût du déversoir (DA)	Coût total (ex+dev) (DA)
6	1,32	1095,27	1 095 270	47,6	1 190 000	2 285 270
8	1,13	1432,76	1 432 760	71,4	1 785 000	3 217 760
10	0,99	1670,55	1 670 550	95,2	2 380 000	4 050 550
12	0,89	1957,74	1 957 740	119	2 975 000	4 932 740
14	0,81	2245,23	2 245 230	142,8	3 570 000	5 815 230

b) coût du coursier

Les caractéristiques du coursier sont les suivantes:

- la longueur du coursier est L= 40m

- la hauteur du mur $H = hcr + R + P$, $hcr = \sqrt{\frac{Q^2}{b^2 \cdot g}}$ (III.70)

La largeur de coursier est : $b = Q^{0.4}$

L'épaisseur est $e = 0.2m$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau III.56: Calcul du coût de coursier.

Largeur déversantes b (m)	Débits déversés (m3/s)	section (m2)	Volume des Béton (m3)	coûts du coursier (DA)
4	22	2,93	117,2	2 930 000
6	22,5	3,01	135,46	3 386 500
8	23	3,05	137,28	3 432 000
10	23,4	3,11	139,93	3 498 250
12	23,85	3,13	140,93	3 523 250

c) Coût total de la digue plus l'évacuateur de crue:

Tableau III.57 : Etude d'optimisation.

N°	b (m)	Hdev(m)	Hb(m)	Coûts (DA)			
				Digue	Dév+Exa	Coursier	global
1	6	1,32	13,00	12024072,48	2285270	2930000	17239342,48
2	8	1,13	12,81	11539823,58	3217760	3386500	18144083,58
3	10	0,92	12,67	11190207,99	4050550	3432000	18672757,99
4	12	0,89	12,57	10783747,22	4932740	3498250	19214737,22
5	14	0,81	12,49	10556123,18	5815230	3523250	19894603,18

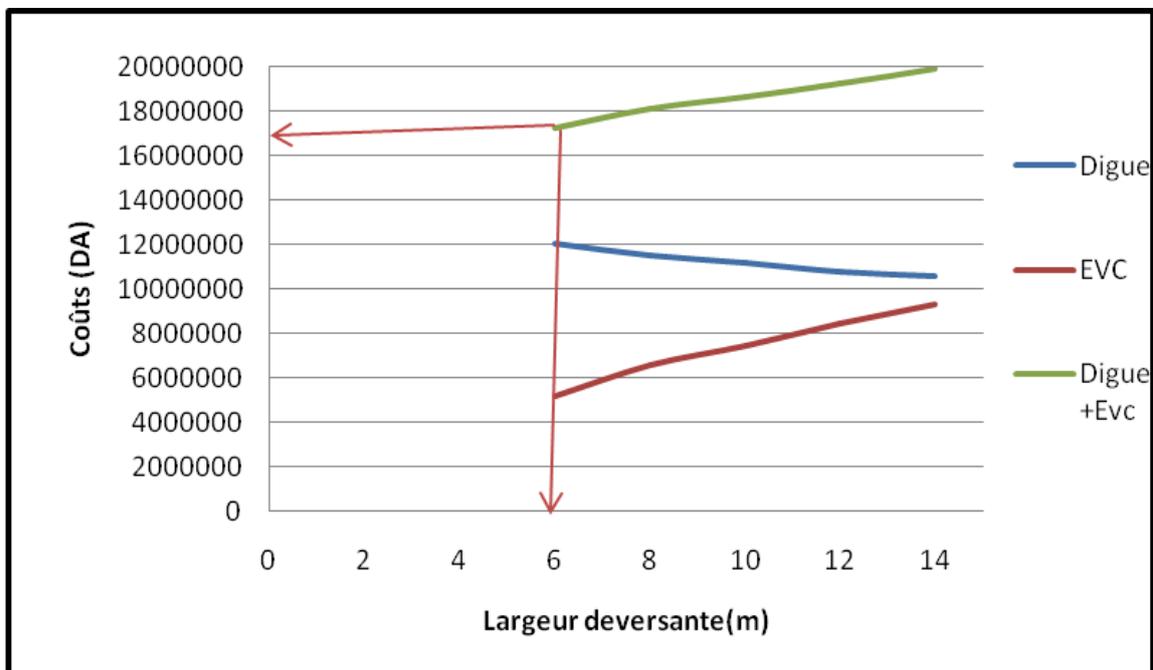


Figure III.20 : Schéma du coût de la digue.

Conclusion :

D'après la courbe d'optimisation représentée par la figure 01, la largeur déversante donnant le coût minimum est **6 mètre**.

Donc la charge déversante est : **$H_d = 1,32m$**

Et le niveau de PHE est **929,82mètre**.

On récapitule les résultats de l'étude de la régularisation et du laminage des crues dans le tableau ci-dessous :

*** Calcul de tassement:**

Pour les barrages dont la hauteur ne dépasse pas 20 m on peut préalablement prendre le tassement égale à (0.5 ÷ 1.5) % de la hauteur du barrage.

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

$$T = 0.014 H_b \dots\dots\dots (III.71)$$

Où : T=Tassement de la crête du barrage

H_b =Hauteur du barrage

$T = 0.014 \cdot 12,82 = 0,18\text{m}$ donc on prend **T=0.18m** .

Tableau III.58: Résultats de l'optimisation.

Largeur de déversoir b	6 m
Charge déversante h_d	1,32 m
Débit laminé $q_{\max 0.1\%}$	22 m ³ /s
Largeur en crête	5 m
Longueur en crête	128,58m
Cote de la crête	931m

III.9.4.Laminage pour un déversoir de largeur **b= 6,00m** :

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

Remarque : les résultats de calcul de laminage pour $b=6\text{m}$ sont dans l'annexe A .

Tableau III.59: les caractéristiques du barrage.

Définition	Unité	Valeur
VOLUME MORT	M.m ³	0,0688415
VOLUME UTILE	M.m ³	0,0065865
VOLUME AU NIVEAU NORMAL DE LA RETENUE	M.m ³	0.07275
COTE DE FOND (▼FOND)	m	918
COTE AU NIVEAU MORT (▼NVM)	m	928
COTE AU NIVEAU NORMAL DE RETENUE (▼NNR)	m	928,5
COTE DE PLUS HAUTES EAUX (▼NPHE)	m	929,82
COTE DE LA CRETE (▼CRETE)	m	931
LARGEUR DE DEVERSOIR	m	6
LA HAUTEUR DE CHARGE DEVERSER.	m	1,32
LE DEBIT EVACUER	m ³ /s	22

Conclusion:

L'étude hydrologique effectuée nous a permis d'avoir tous les caractéristiques et paramètres primordiales au dimensionnement qui seront des éléments fondamentaux dans le dimensionnement de la retenue collinaire.

Chapitre IV

ETUDE DES VARIANTES

IV. Introduction:

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

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

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

IV.1 Choix du site du barrage :

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

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

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

IV.2 Choix du type de barrage :

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

IV.2.1 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.

IV.2.2 Morphologie de la vallée :

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et de type de barrage à implanter. Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée. Les vallées larges conviennent mieux

à l'aménagement d'un barrage homogène, un site étroit conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations permettent.

IV.2.3 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.

IV.2.4 matériaux de construction :

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

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

IV.3 Les variantes à choisir :

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager une retenue collinaire en remblais et on a trois variantes au choix :

Les différents types sont montrés dans la figure suivante :

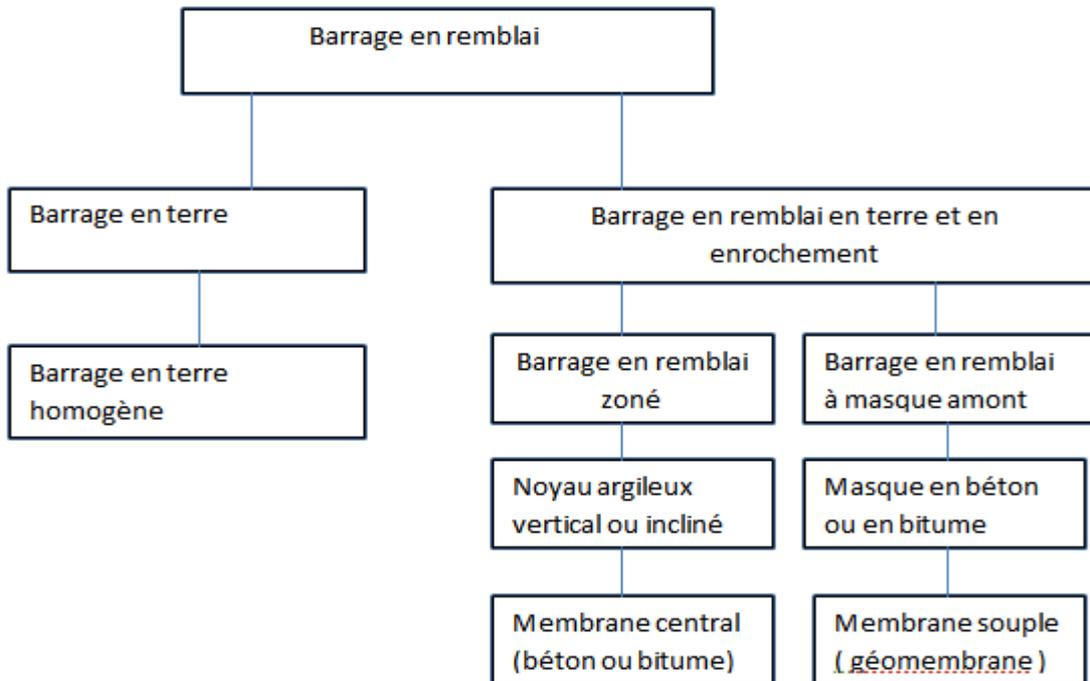


Figure IV.01 : Différents types de barrages en remblai

IV.3.1 Barrage en terre homogène :

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

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

IV.3.2 Barrage zoné :

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un 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.

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

IV.4. Objet de l'étude de variantes :

Pour dégager la variante la plus approprié, on se base sur la comparaison économique des variantes proposées susceptibles d'être projetées sur le site. Les digues proposées sont dimensionnées approximativement.

IV .5. Définition de profil général du barrage :

Tableau IV.1 : Caractéristiques de la retenue.

Revanche(m)	Hb(m)	Largeur en crête (m)	Longueur en crête(m)
1	13	5	128,6

IV.5 .1 pentes des talus :

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

Tableau IV.2 : Valeurs indicatives des pentes des talus

.Hauteur de la digue	Type du retenue collinaire	Pente des Talus	
		amont	aval
3<H<5	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Homogène à fort ➤ ZONE 	1/2.5	1/2
		1/2	1/2
5<H<10	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Homogene ranolometrique etendue ➤ Homogene à fort pourcentage d'argile ➤ Zoné 	1/2	1/2
		1/2.5	1/2.5
		1/2	1/2.5
10<H<20	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Homogene ranolometrique etendue ➤ Homogene a fort pourcentage d'argile ➤ Zoné 	1/2.5	1/2.5
		1/3	1/2.5
		1/2	1/3

Les pentes proposées sont suivants:

* Pente de talus amont : 1/3

* Pente de talus aval : 1/2.5

IV.5.2. Les bermes :

Elles permettent la réalisation et la réparation des revêtements des talus ainssi augmenter la stabilité du barrage

si Hb<15 m on ne met pas des bermes .

c) Protection des talus :

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

Action de l'homme et animaux creuseurs.

- le talus aval :

Une couche de Gravier d'épaisseur de **30cm** pour plus de sécurité.

- **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 ainsi que le diamètre moyen de la pierre peut être calculée par les méthodes c'est après.

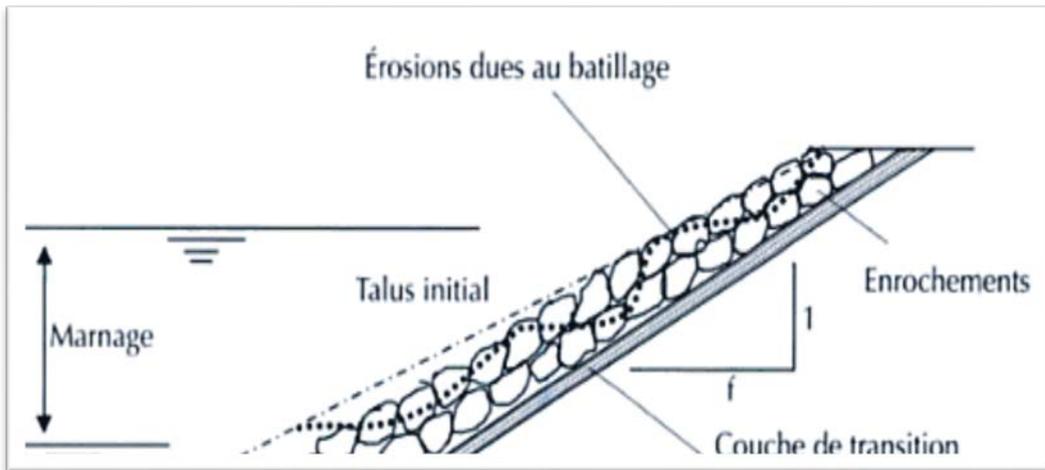


Figure III.02 : importance du revêtement (Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale)

- **Calcul de l'épaisseur du revêtement:**

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

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

$$e = C \cdot V^2 \dots\dots\dots(IV.1)$$

Où :

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

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s] (3.16 m/s);

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

La valeur de C est donnée par le tableau suivant.

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

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

Donc : C = 0.028

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement e=0,028m, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,30m, donc pour la raison de la mise en place et pour une bonne protection. La protection du parement amont sera constituée par 0,30m d'enrochement et de 0,30m du filtre (lit de gravier).

• **Diamètre moyen de l'enrochement :**

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

$$D_p = \left[\frac{Q}{0.524 \gamma_p} \right]^{1/3} \dots\dots\dots (IV.2)$$

D_p : diamètre moyen de la pierre en m.

γ_p : Poids volumique de la pierre $\gamma_p = 25 \text{ KN/m}^3$

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

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

Avec : m : Pente du talus amont ;

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

h : Hauteur des vagues en m ;

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

Selon LABZOVSKY : $h = \beta \cdot h_0 = 0,638m$ et $\lambda = \alpha \cdot \lambda_0 = 5,6$

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

λ_0, h_0 : Respectivement la hauteur et la longueur calculer en eau profonde, ces expression sont données par :

$$h_0 = 0.073KV\sqrt{F\xi} = 1,16\text{m}$$

$$\text{Et } \lambda_0 = 0.073V\sqrt{\frac{F}{\xi}} = 13,03$$

K, ξ : des coefficient caractérisant l'intensité d'accroissement de la vague donnée par les

$$\text{relation : } K = 1 + e^{0,40.F/V} \quad \xi = \frac{1}{9 + 19e^{-14/V}} = 2,03$$

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

$$[F < F_{cr} = 30 V^2\varepsilon].$$

V : Vitesse des vagues en m/s

$$\text{Ainsi : } Q_p = \frac{0,025 \cdot 25 \cdot 0,638^2 \cdot 5,60}{\left(\frac{25}{10} - 1\right)^3 \sqrt{1 + 3^3}} = 0,079 \text{ KN} , \quad D_p = 0,18\text{m}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{D_p = 0,20m = 20cm}$$

L'épaisseur de la couche est estimé a $\delta = (2,50 - 3) \cdot D_p = 0,5\text{m}$

*Deuxième méthode

Les ingénieurs de l'U.S.Army utilisent de préférence, le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'encrochement, ainsi que, les dimensions minimales des bloques en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau IV.4: Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'encrochement (m)	Dmin(m)
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,35	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,40	0,30
1,2 ÷ 1,8	0,45	0,35
1,8 ÷ 2,4	0,50	0,40
2,4 ÷ 3,0	0,55	0,45

Pour notre cas, $0.6 < H < 1.2$ m Donc : $e = 0,40$ m.

$D_{min} = 0,30$ m

Nous prenons une épaisseur égale à 0,4 m. **$e = 0,40$ m**

Conclusion : En analysant les résultats obtenus, on opte ensuite pour le dimensionnement de la digue homogène pour une épaisseur de couche $e = 40$ cm et un diamètre moyen de 30 cm. Donc, une protection du talus amont d'une épaisseur de 40 cm d'enrochement.

IV .6.Etanchéité du barrage:

IV.6.1. le noyau :

Le noyau en matériaux argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage.

Vers le sommet le noyau doit être monté au-dessus du niveau des plus hautes eaux, compte tendues remonté capillaires, il est monté de 0.5 m environ.

a) Dimensionnement du noyau :

• **La hauteur :**

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \dots \dots \dots (IV.4)$$

Avec : H_b : hauteur du barrage (m).

H_n : hauteur du noyau (m).

$H_n = 12$ m

• **La largeur en crête du noyau :**

On choisit en général une épaisseur de l'ordre de 1/6 la hauteur de l'ouvrage donc on trouve une largeur en crête du noyau égale à **2,17m**.

• **Les fruits des talus du noyau :**

Ils doivent être d'une telle sorte à vérifier la condition suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \dots \dots \dots (IV.5)$$

Avec : I_{adm} : gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau.

Tableau IV.5 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.

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

D’après le Tableau IV.5, notre barrage appartient à la classe IV.

Le Tableau IV.5 nous permet de choisir le gradient hydraulique admissible en fonction de la classe de l'ouvrage.

Tableau IV.6: Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Type de sol	Classe de l’ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,50	1,50	1,80	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,70	0,80	0,90	1,00
Limon sableux	0,51	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

b_{moy} : largeur moyenne du noyau, donnée par la formule (IV.6).

$$b_m = (L_{cn} + L_b) / 2 \dots\dots\dots (IV.6)$$

Avec : L_{cn} : largeur en crête du noyau.

L_b : largeur en base du noyau.

ΔH : la charge d'eau, donnée par la formule (IV.7).

$$\Delta H = H_1 - H_2 \dots\dots\dots (IV.7)$$

Avec : H_1 : Hauteur d’eau à l’amont correspond au NPHE, ($H_1=11,82$ m)

H_2 : Hauteur d’eau à l’aval ($H_2=0$ m).

On a un barrage de classe III donc $I_{adm}=1.95$

A.N : $b_{moy} > (11,82/1.95) = 6,06$ m

On aura : $b_{moy} = 7$ m

$$b_{base} = 2 * b_{moy} - L_{cn} \dots\dots\dots (IV.8)$$

AN: $b_{base} = 11,83$ m

De la formule ci-après on détermine les fruits de talus :

$$b_{\text{base}} = 2 * m * H_n + L_{\text{cn}} \dots\dots\dots (IV.9)$$

On aura : $m = 0.4$

La cote en crête du noyau :

$$NCN = C_{\text{fond}} + H_n \dots\dots\dots (IV.10)$$

$$NCN = 918 + 12 = 930 \text{ m NGA}$$

IV.6.2. le drainage du barrage

Le drainage interne est d'une importance vitale pour la fiabilité et la sécurité des barrages en remblai tout au long de leur vie. Il constitue le paramètre le plus significatif du point de vue de la stabilité sous chargements statique et dynamique si on n'utilise pas un système de drainage bien adapté pour le remblai, les résurgences sur le talus aval peuvent provoquer une érosion entraînant la rupture du barrage, de ce fait il convient de bien concevoir le système de drainage qui pourrait constituer une bonne méthode pour construire des barrages dans des conditions sûres et économiques et cela en assurant leur protection par des filtres aux interfaces entre zones de matériaux présentant des granulométries et perméabilités largement différentes.

- **But du drainage :**

Quel que soit le dispositif d'étanchéité utilisé, un barrage en remblai et sa fondation sont le siège d'infiltration d'eau soit structurelles soit accidentelles.

La fonction du drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise à la stabilité de l'ouvrage.

En effet, le drainage dans les barrages en remblai vise à répondre d'une manière aussi efficace que possible aux objectifs suivants :

- a) Abaissement de la ligne de saturation ;
- b) Réduction de la pression de courant avec modification du réseau de d'écoulement ;
- c) Réduction de la pression interstitielle ;
- d) Contrôle des percolations et du non migration des éléments du remblai.
- e) Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.

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

- On doit contrôler son fonctionnement

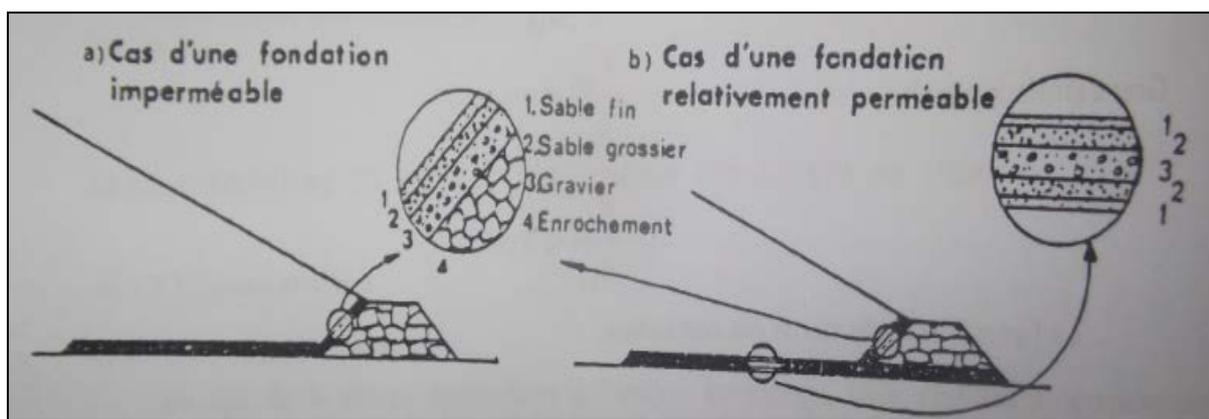


Figure III.03 : Disposition des différents drains (technique des barrages en aménagement rural)

- **Les drains :**

On construit les drainages dans les barrages en terre dans le cas où la hauteur de ces barrages est égale ou supérieure à 6,00 m. Ils sont destinés pour l'abaissement de la courbe de dépression, pour la prévention de la sortie de l'écoulement souterrain au bief aval.

Le drainage a deux parties fondamentales : De réception (de prise d'eau) et d'évacuation.

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec la fondation un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est le long du barrage et son rôle est de cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue

- **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.

*** Dimensionnement de prisme de drainage. :**

➤ **Fruits des talus :**

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

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

➤ **la hauteur du drain :**

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

H_{bcr} : Hauteur du barrage ;

$$h_{dr} = 0,2 \cdot 13,00 = \mathbf{2,60 \text{ m}}$$

➤ **la largeur en sommet :**

Elle est donnée par :

$$b_{dr} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4} \right) h_{dr} \dots\dots\dots (IV.12)$$

$$\mathbf{AN: } b_{dr} = \frac{1}{3} \cdot 2,60 = \mathbf{0,87 \text{ m}}$$

➤ **largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par :

$$B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr} \dots\dots\dots (IV.13)$$

$$\mathbf{AN : } B = 0,87 + (1,5 + 2,5) \cdot 2,60 = \mathbf{11,27 \text{ m}}$$

Cote de prisme de drainage est **920,60 m.NGA.**

***Dimensionnement du drain vertical :**

Le drain vertical placé au centre du barrage constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical).

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de 3m.

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant, pour drainer les fondations, en assurant le lien entre le drain vertical et le drain tapis filtrant.

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.

$$\mathbf{N_{dr} = N_{PHE} = 929,83 \text{ m NGA}}$$

***Dimensionnement de tapis de drainage.**

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue, La sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur, pour son dimensionnement il est recommandé d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0.80$ 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.

➤ Longueur de tapis :

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

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

L_d : Longueur du drain tapis en mètres ;

L_b : Longueur transversale du barrage en mètres.

AN : $L_d = \frac{76,5}{3} = 25,50$ m

IV.6.3. la Clé d'étanchéité :

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

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique a celui de la digue. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 2,00m. 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 03,00m, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=1,0$.

IV.7) Etude Technico-économique :

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, on détermine la hauteur de la digue à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \dots \dots \dots (IV.15)$$

Où : N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

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 :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \cdot H_{bi} \dots \dots \dots (IV.16)$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

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

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) \cdot H_{bi} \dots \dots \dots (IV.17)$$

Où

m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval.

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

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \dots \dots \dots (IV.18)$$

Avec :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots \dots \dots (IV.19)$$

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 pour les trois variantes.

Sur la base du volume de différents matériaux utilisés pour la construction du barrage pour les différentes variantes, et les prix unitaires pratiqués pour

l'agence nationale des barrages (ANB), nous déterminons les coûts des différentes variantes.

IV.7.1) Barrage Homogène en argile avec prisme de drainage :

C'est une variante très économique et très étanche mais seulement, il faudrait disposer de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante de l'ordre de 1,5 à 2 fois le volume du remblai.

Le degré d'hétérogénéité des matériaux des deux zones d'emprunt à savoir la basse terrasse et la haute terrasse ainsi que leur disponibilité en quantité insuffisante constituent un handicap majeur dans le choix de cette variante.

Pour un barrage homogène en argile ou en limon sableux graveleux d'une hauteur de 13 mètres, les pentes des talus amont varié entre $[2,5 \div 3]$ et aval :

$[2 \div 2,5]$.

IV.7.2) Barrage Zoné :

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 25,09 mètres, les pentes des talus amont varié entre $[2,5 \div 3]$ et aval $[2 \div 2,5]$.

- **Estimation du coût des variantes :**

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau IV.7 : Les coûts des variantes étudiées.

variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût (10 ⁶ DA)	Totale (10 ⁶ DA)
homogène	Recharge (argile)	26185,8	400	10,47	21,49
	Rip-Rap	7636,63	1200	9,16	
	Gravier (Filtres et drains)	3106,24	600	1,86	
Zoné	Recharge	19259,46	400	7,70	22,35
	le Noyau	10800,72	500	5,40	
	Rip-Rap	6316,85	1200	7,58	
	sable	2787,88	600	1,67	

Conclusion :

D'après l'estimation du coût des variantes, il est remarqué que la variante de la digue homogène est la plus appropriée par rapport à l'autre variante.

Le choix de la variante à retenir est le résultat d'une comparaison entre les deux variantes, ceci d'après les avantages et les inconvénients que présente chacune d'elles, ainsi que d'autres considérations. Du point de vue technique l'autre variante est faisable, mais du point de vue économique, la digue homogène est la plus faisable.

Aussi, selon l'étude géologique et géotechnique la digue homogène se présente comme un choix très adapté aux conditions de la géologie. Ajoutons à cela la disponibilité des matériaux fins, car le risque d'insuffisance des matériaux est à écarter vu les quantités disponibles sur place. Pour ces raisons nous avons opté pour la variante de la digue homogène.

Chapitre V

ETUDE DE LA VARIANTE CHOISIE

V .Introduction :

Une fois la détermination de la variante à retenir, une étude détaillé de la digue s'impose et cela pour aborder tous les points essentiels, ainsi confirmer la variante et passer à l'exécution.

V.1 Récapitulatif :

Les points traités dans ce chapitre précédant :

- La revanche
- La hauteur du barrage
- Largeur en crête
- Longueur en crête
- Choix des fruits de talus et calcul des bermes
- Classification de l'ouvrage
- Revêtement de la crête et protection des talus de la digue
- Etanchéité du barrage
- Les drains et filtres

V.2 Détail constructif du barrage :

Le tableau suivant résume les différentes caractéristiques de la digue :

Tableau V.1 : Récapitulatif des résultats de la couche de filtre.

	valeur	
Revanche	1 mètre	
Hauteur	13 mètres	
Largeur en crête	5 mètres	
Longueur en crête	128,6 mètres	
Classification de l'ouvrage	III	
Pente des talus	Talus amont	3
	Talus aval	2.5

La digue proposée est une digue en remblais homogène d'argile avec un prisme de drainage.

V.2.1. Protection des talus :

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

Action de l'homme et animaux creuseurs.

- **Talus en aval :** Une couche de Gravier d'épaisseur de **30cm**.
- **Talus en amont:** L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'à une profondeur minimale, Pour cela, on utilise communément un enrochement sur la couche de filtre dont l'épaisseur peut être calculée par les méthodes c'est après.

- Calcul de l'épaisseur du revêtement:

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

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

D_p : diamètre moyen de la pierre en m.

γ_p : Poids volumique de la pierre $\gamma_p = 25 \text{ KN/m}^3$

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

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

Avec : m : pente du talus amont ;

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

h : hauteur des vagues en m ;

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

Selon LABZOVSKY

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

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

λ_0, h_0 : Respectivement la hauteur et la longueur calculer en eau profonde, ces expression sont données par :

$$h_0 = 0.073KV\sqrt{F\xi} \quad \dots\dots\dots (V.3)$$

Et
$$\lambda_0 = 0.073V\sqrt{\frac{F}{\xi}} \quad \dots\dots\dots (V.4)$$

K, ξ : des coefficient caractérisant l'intensité d'accroissement de la vague donnée par les

relation :
$$K = 1 + e^{0,40 \cdot F/V} \quad \xi = \frac{1}{9 + 19e^{-14/V}} \quad \dots\dots\dots (V.5)$$

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

$$[F < F_{cr} = 30 V^2 \varepsilon].$$

V : Vitesse des vagues en m/s

Ainsi :
$$Q_p = \frac{0,025 \cdot 25 \cdot 0,638^2 \cdot 5,60}{\left(\frac{25}{10} - 1\right)^3 \sqrt{1 + 3^3}} = 0,079 \text{ KN} \quad , \quad D_p = 0,18m$$

Donc : **$D_p = 0,20m$**

L'épaisseur de la couche est estimé a $\delta = (2,50 - 3) \cdot D_p$

V.2.3. Prisme de drainage :

➤ **Dimensionnement de prisme de drainage.**

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

*** Fruits des talus :**

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

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

*** la hauteur du drain :**

$$h_{dr}=(0,15 \div 0,2)H_{bcr} \dots\dots\dots (V.6)$$

H_{bcr} : Hauteur du barrage ;

$$h_{dr}=0,2 \cdot 13,00=2,60 \text{ m}$$

*** la largeur en sommet :**

Elle est donnée par :

$$b_{dr}=(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4})h_{dr} \dots\dots\dots (V.7)$$

AN: $b_{dr}=\frac{1}{3} \cdot 2,60=0,87 \text{ m}$

*** largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par :

$$B=b_{dr}+ (m_1+m_2) h_{dr} \dots\dots\dots (V.8)$$

AN : $B=0,87+ (1,5+2,5) \cdot 2,60=11,27 \text{ m}$

Cote de prisme de drainage est **920,60 mNGA.**

V.2.4. la Clé d'étanchéité :

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

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui de la digue. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 2,00m. 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 03,00m, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=1,0$.

V.2.5. Dimensionnement de tapis de drainage.

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue, La sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur, pour son dimensionnement il est recommandé d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0.80$ 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.

B/ Longueur de tapis :

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

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (V.9)$$

L_d : Longueur du drain tapis en mètres ;

L_b : Longueur transversale du barrage en mètres.

AN :
$$L_d = \frac{76,5}{3} = 25,50 \text{ m}$$

V.2.6. Les Drains:

On construit les drainages dans les barrages en terre dans le cas où la hauteur de ces barrages est égale ou supérieure à 6,00 m. Ils sont destinés pour l'abaissement de la courbe de dépression, pour la prévention de la sortie de l'écoulement souterrain au bief aval.

Le drainage a deux parties fondamentales : De réception (de prise d'eau) et d'évacuation.

V.3. Réseau d'écoulement:

V.3. 1. Les infiltrations:

Généralité :

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

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

- **Ligne de saturation :**

Admission dans les calculs de filtration hydrauliques des barrages en terres:

1. on admet la filtration dans un seul plan.
2. on prend que les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan comme nulles.
3. on suppose que le sol du massif des barrages soit homogène, isotrope et que la couche imperméable est un coefficient de filtration nul.
4. la position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol des barrages en terres homogène, elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

La ligne de saturation partira d'un point situé à l'intersection du plan d'eau et le talus amont.

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

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2.Y_0} \dots\dots\dots (V.10)$$

En se reportant à la figure on a :

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (V.11)$$

Et $a = \frac{Y_0}{2}$ d'où $Y = \sqrt{2XY_0 + Y_0^2} \dots\dots\dots (V.12)$

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

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

$b = m_1.h$ donc : $b = 31,50$ m

$d = 54,45$ m est déterminée graphiquement

$$y_0 = 1,03$$
 m

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

$$\boxed{y^2 = 2,06 x + 1,03}$$

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

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

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

$$a_0 = \frac{Y_0}{2} = \frac{1}{2} (\sqrt{d^2 + H^2} - d) \dots\dots\dots (V.13)$$

AN : $a_0 = \frac{1,03}{2} = 0,515$ m

Tableau V.2 : Coordonnée de la parabole de Kozeny.

X(m)	0	3	6	9	12	20	25	30	35	40
Y(m)	1,01	2,27	3,66	4,42	5,07	6,17	6,45	7,93	8,55	9,13

V.3. 2. Calcul du débit de fuite par infiltration :**a) Digue :**

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

$$q_n = K \cdot I \cdot A \dots \dots \dots (V.14)$$

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

I : Gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité.

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

$$I = \frac{dy}{dx} \quad \text{et} : \quad A = y \cdot I \dots \dots \dots (V.15)$$

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

D'où : $q_n = K y_0 \quad m^3/s/ml$.

Sachant que : $K = 2,80 \cdot 10^{-8} \quad m/s$

$$q = 2,88 \cdot 10^{-8} \quad m^3/s/ml$$

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q \cdot L = 2,20 \cdot 10^{-6} \quad m^3/s$$

Le débit de perte en une année sera : $Q_{an} = 69,38 \quad m^3/an$

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

b) La fondation :

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

$$q_f = \frac{K \cdot H}{0,88 + \frac{B}{h}} \dots\dots\dots (V.16)$$

q_f : Débit de fuite à travers la fondation en [m^2/s] ;

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

H : Charge hydraulique en [m]. donc H=10,50m

Précisons que cette formule n'est utilisable uniquement que si $B > 2h$, dans notre cas $B = 54,23m$ et $h = 4,00m$.

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

AN: $q_f = \frac{2,80 \cdot 10^{-8} \cdot 13,00}{0,88 + \frac{76,50}{4,00}} = 1,82 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m.l}$

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

$$Q_f = q_f \cdot L_{cr} = 1,82 \cdot 76,50 \cdot 10^{-8} = 1,39 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit total de fuite est de : $Q_{tf} = Q_{bar} + Q_f \dots\dots\dots (V.17)$

$$Q_{tot} = 2,20 \cdot 10^{-6} + 1,39 \cdot 10^{-6} = 3,59 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

Ce qui donne $Q_{tot} = 113.22 \text{ m}^3 / \text{an}$

Alors le volume perdu est très faible par rapport au volume utile.

V.3. 3.Calcul des fuites à travers la fondation :

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

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (V.18)$$

Avec I_{cr} : Gradient d’infiltration critique donné par le tableau V.03.

K_s : Coefficient de sécurité déterminée d’après le tableau V.04.

Tableau V.3: Le gradient d’infiltration critique.

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

Tableau V.4: Le coefficient de sécurité en fonction de la classe de l’ouvrage.

La classe de l’ouvrage	I	II	III	IV
K_s	1,25	1,20	1,15	1,10

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

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.44T_c} \dots\dots\dots (V.19)$$

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

H : charge d’eau (10,5m) ;

L : longueur à la base du barrage ;

AN :
$$I_f = \frac{9.5}{19.64 + 0.4 * 3} = 0,45$$

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

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

La résistance d’infiltration de la fondation est vérifiée.

V.3.4.Calcul des filtres (annexes B):

1. Règles des filtres :

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

***Condition 01 :**

$$\frac{D_{50}}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \cdot \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (V.20)$$

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

$$\eta = D_{60} / D_{10} \dots\dots\dots (V.21)$$

n : Porosité du sol en fonction d'unité;

$$n = n_0 - (0,1 \cdot \text{Log } \eta) \dots\dots\dots (V.22)$$

- $n_0 = 0,40$ pour les sols caillouteux;
- $n_0 = 0,45$ pour les sols argileux;

***Condition 02 :**

Vérification des suffisances de perméabilité:

$$K_F = (2 + \sqrt[6]{\eta} \cdot K) \text{ m/s} \dots\dots\dots (V.23)$$

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

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

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

2. Détermination de la courbe granulométrique des filtres :

En tenant compte des règles suivantes :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \dots\dots\dots (V.24)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \dots\dots\dots (V.25)$$

Avec D_{50} : Diamètre de filtre ;

d_{15} : Diamètre du sol à protéger.

***Granulométrie de sol à protéger :**

$d_{15} = 0,002$ mm ; $d_{50} = 0,030$ mm ; $d_{85} = 0,700$ mm;

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

- $0,024$ mm < D_{15} < $0,080$ mm;

- $0,360$ mm < D_{50} < $1,740$ mm;

La courbe granulométrique moyenne est :

- $D_{15} = 0,052$ mm; - $D_{50} = 1,050$ mm.

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

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

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

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

$d_{50} = 1,352$ mm $d_{15} = 36,75$ mm

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

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

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

D'après la courbe granulométrique de F_1 :

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

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

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

$\eta = 50$ Coefficient d'hétérogénéité;

$n_o = 0,45$ d'où $n = 0,30$;

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

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

***Vérification de La condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

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

***Conclusion:**

On prévoit:

Une première couche est en gravier d'épaisseur 20 cm;

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

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

V.4. Etude de la stabilité des talus :

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir pour l'essentiel à la définition de la géométrie de l'ouvrage dont les pentes des talus et des principes de drainage à appliquer. Il est évident qu'un barrage mal dimensionné est instable et porte d'une part préjudice à la sécurité des populations, aux exploitations agricoles et aménagements situés à l'aval et d'autre part entraînera sûrement des travaux d'entretien et de reconstruction dont le coût pourrait influencer d'une manière négative sur les économies locales.

Schématiquement deux formes d'instabilité mécanique sont à signaler au niveau d'un barrage en remblai à savoir :

- Le glissement des talus ;
- L'instabilité mécanique en fondation peu probable car le remblai sollicité moins sa fondation.

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

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

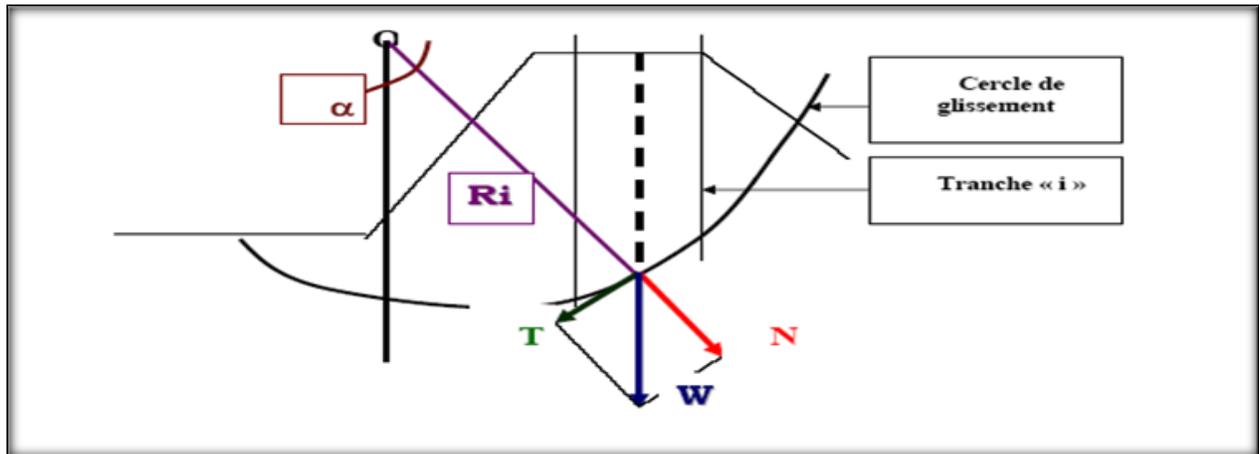


Figure V.01 : Force exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement.

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

2) **Ordre de calcul par la méthode des tranches selon principe de Fondeev :**

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

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

L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite un courbe 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 $b=0.1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites.

Par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

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

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

Tableau V.5 : Coefficient de stabilité admissible des talus.

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

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

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

- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05$;

Pour le cas de fonctionnement normal et pour les deux talus, on calcul 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.

Ordre de calcul :

Tableau V.6: Détermination des rayons des cercles de glissement.

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

Pour notre cas :

Tableau V.7: Résultat de cas étudié.

talus	Pente du talus	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	13,00	29,90
Aval	2,5	0,875	2,025	11,375	26,325

3) Les caractéristiques géotechniques des sols :

Elles sont représentées dans le tableau (04) suivant :

Tableau V.8 : Caractéristique géotechnique.

Paramètres	Unité	Corps du barrage
φ	Degré (°)	23,67°
C	T/m ²	7,23
γ_{sat}	T/m ³	1,80
γ_d	T/m ³	1,58
γ_f	T/m ³	1,60

4) Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

a. Force de pesanteur :

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

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

h_1, h_2 : hauteurs des tranches.

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

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

b : largeur de la tranche.

Cette force là a deux composantes :

- $N_n = G_n \cdot \cos \alpha$: qui est une force normale stabilisatrice.

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

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

$$\text{Cos } \alpha = \sqrt{1 - \text{Sin}^2\alpha}$$

* Pour le cas d'une vidange rapide on utilise pour le calcul du poids de la tranche la densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{\text{sat}} - 1)$.

b. Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots (V.27)$$

Avec :

C: Cohésion du sol considéré.

c. Forces dues au séisme :

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

$$T = a \cdot G_n \dots\dots\dots (V.28)$$

Avec :

a : Coefficient de séisme (a=0,15).

G_n : Poids de la tranche.

5) Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

A/ Les forces stabilisatrices :

*** Force de cohésion :**

$$F_c = c \cdot dl \quad \text{Avec :} \quad dl = \frac{b}{\cos(\alpha)} \dots\dots\dots (V.29)$$

b : largeur de la tranche.

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

$$M_s = [N_n \operatorname{tg}\varphi + c \, dl] R.$$

R : rayon de la courbe de glissement.

B/ 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 rapports au centre du cercle de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (V.30)$$

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 :

$$M_T = a \, G_n \, d_n \dots\dots\dots (V.31)$$

Remarque: Les moments de toutes ces forces sont calculés par rapport au centre du cercle de glissement.

V.4. 1.Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

➤ **calcul de Ks : (coefficient de sécurité) :**

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

$$K_s = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg}\varphi + \sum C dL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots (V.32)$$

Pour le cas d'une retenue vide (P=0), on vérifie la stabilité avec et sans l'effet du séisme.

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

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

a)°- avec effet de séisme :

$$K_{as} = \frac{\sum G_n \cdot \cos \alpha_n \cdot \text{tg} \varphi + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha_n + \frac{\sum a G_n d_n}{R}} \dots\dots\dots (V.33)$$

b)°- Sans l'effet de séisme :

$$K_{ss} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \text{tg} \varphi_n + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha_n} \dots\dots\dots (V.34)$$

➤ **Calcul du K_s pour le cas de état de service :**

K_s est calculé seulement pour le talus amont. Et dans ce cas là on calcule le poids de la tranche à l'aide de la densité déjaugée du matériaux γ'.

a) Avec effet de séisme :

$$K_{as} = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n - P) \cdot \text{tg} \varphi + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha_n + \sum a \frac{G_n d_n}{R}} \dots\dots\dots (V.35)$$

b) Sans effet de séisme :

$$K_{ss} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \text{tg} \varphi_n + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha_n} \dots\dots\dots (V.36)$$

Les résultats de calcul de stabilité sont donnés par les tableaux ci après.

V.4. 2. Discussion sur les valeurs du coefficient de sécurité :

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

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

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.9: Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Coefficient de sécurité											
Fin de construction						Vidange rapide			En fonctionnement normal		
Talus amont			Talus aval			Talus amont			Talus aval		
R (m)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)	R (m)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)	R (m)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)	R (m)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)
26.33	5.51	4.04	25.78	5.45	4.17	21.23	7.26	5.08	28.07	4.97	3.77
30.03	9.56	5.83	22.40	6.02	4.27	32.20	5.96	4.26	27.5	5.22	3.84
26.07	6.58	4.57	27.88	5.24	3.88	33.60	5.99	4.13	27.00	5.19	3.83
22.60	7.76	5.19	21.99	6.25	4.44	23.77	6.62	4.61	26.50	4.06	3.16

Les coefficients admissibles de stabilité :

$$K_{adm} = (1,15 - 1,1) \quad \text{sans séisme}$$

$K_{adm} = 1,05$ avec séisme

Remarque : les calculs sont représentés dans l'annexe de stabilité.

V.5.Conclusion :

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

Chapitre VI

LES OUVRAGES ANNEXES

VI.Introduction :

Pendant d'élaboration d'un projet de la retenue formée par un barrage fixe, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenants 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 vidange de fond.
- ✓ L'ouvrage de prise d'eau.
- ✓ L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- ✓ L'ouvrage de la dérivation provisoire.

VI.1. Ouvrage de Prise d'eau :

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

VI.1.1. Type de prise :**1/Prise d'eau en charge :**

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton .Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de command au pied aval de la digue.

2/ Prise d'eau flottante :

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

3/ Tour de prise :

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

VI.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 aval).

* 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 :

VI.2.1. Conduite de vidange en charge :

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

VI.2.2. Conduites à écoulement libre :

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

A- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.

B- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 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.

VI.2.3. Choix de la variante :

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange.

La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien, la conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.

Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange :

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

Prévoir 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 minimums de vidange qu'ont doit tenir en compte sont donnés dans le Tableau (VI-1).

Tableau VI.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 avale.

H : Hauteur du barrage en [m].

V : Volume d'eau stocké en [M m³].

Pour la conduite de vidange on prévoit une surélévation par rapport à la galerie de dérivation pour éviter tous risques d'envasement pouvant à la suite bloquer la vanne.

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

VI.3. Ouvrage d'évacuateur de crues :

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

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

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

- la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- les difficultés de réalisation.
- les exigences topographiques du site.
- les exigences géologiques du site.
- la facilité d'entretien.
- le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories selon les principes type :

- *l'évacuateur à écoulement libre.
- *L'évacuateur par puit noyé.

VI.3.2. Différents types des évacuateurs de crues.

1/ Evacuateur de crues en puits (tulipe) :

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

2/ Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral :

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

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

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

3/ Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal :

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

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

Ces inconvénients sont : le coût peut élever et la difficulté de la modification.

4/ Evacuateur de crues en siphon :

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

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- Amorçage et le désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue.

VI.3.3 Choix de la variante :

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles pouvant arracher les arbres du site boisé ; la faible charge sur l'entonnement circulaire, et l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive ; tout ces problèmes ramène à rejeter cette Variante, l'évacuateur de crue latéral à entonnement latéral s'adapte au site du faite que les excavations seront réduites et plus économique qu'à entonnement frontal, l'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal s'adapte aussi au site, puisque la largeur déversante n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation.

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

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

VI. 4. Évacuateur des crues :**VI. 4.1. Dimensionnement et calcul hydraulique****VI. 4.1.1. Canal d'amenée :**

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

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}} \dots\dots\dots(VI.01)$$

Q : Débit à évacuer = 22 m³/s [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 :

$$V_{ap} = \frac{22}{6 \cdot (1,32 + 1,5)} = 1,3 \text{ m/s}$$

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

Hauteur du canal d'approche :

$$H_{capp} = H_d + P + R \dots\dots\dots(VI.02)$$

Avec :

$$\text{La revanche : } R = 0,61 + 0,14(V_{app})^{1/3} \dots\dots\dots(VI.03)$$

AN : R = 0,76 .

On adopte une valeur de : H_{ap} = 3,58m.

VI. 4.1.2. Déversoir :

L'étude d'optimisation a abouti à choisir une largeur déversante de 6,00 m.

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.

$a=0,12 \cdot H_d=0,16\text{m} ;$
 $c=0,3 \cdot H_d=0,40\text{m} ;$
 $b=0,4 \cdot H_d=0,53\text{m}.$

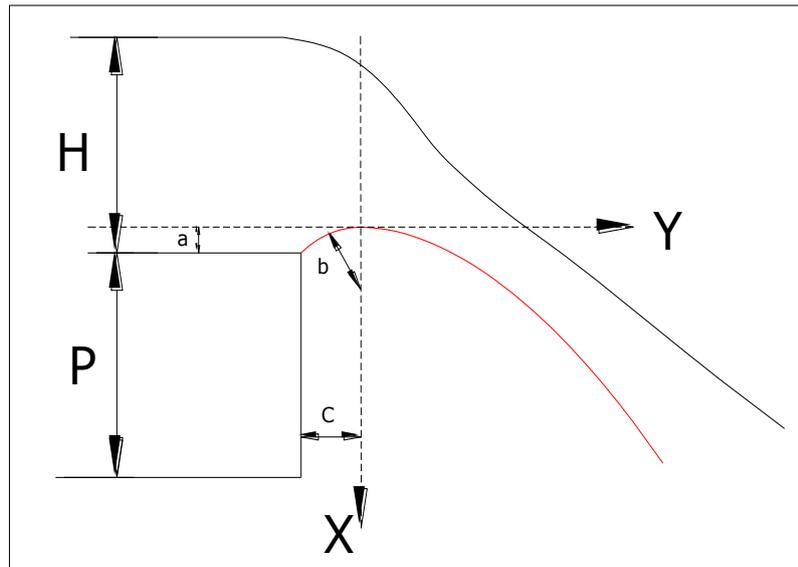


Figure VI.01 : Dimensions de déversoir.

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

$$Y = \frac{X^{1,85}}{2 \cdot H^{0,85}} \dots\dots\dots(VI.04)$$

H : Charge sur le déversoir en [m].

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

Tableau VI.2. Coordonnés de profil du déversoir type Greager.

coordonnées graphiques	
X	Y
0	0
0,2	0,0
0,4	0,1
0,6	0,2
0,8	0,3
1	0,4
1,4	0,7
1,6	0,9
1,8	1,2
1,9	1,3
2	1,4
2,05	1,5

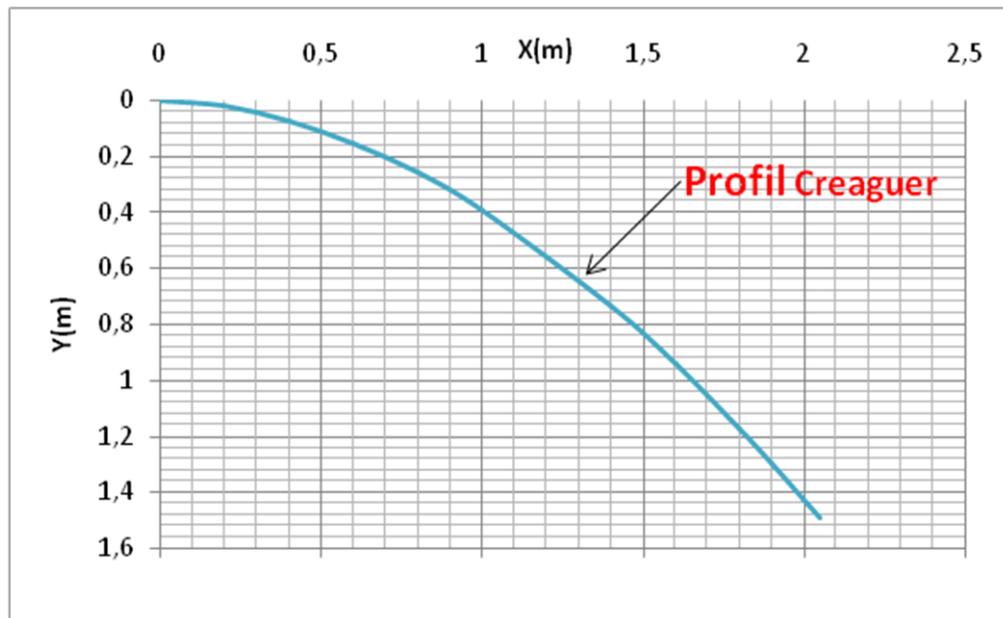


Figure VI.02 : Schéma du profil du seuil déversant types Creaguer.

VI. 4.1.3.Chenal d’écoulement :

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

La longueur du chenal est égale à 03,00 m,(Conditions topographiques).

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

- profondeur critique :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \dots\dots\dots(VI.05)$$

Ou :

Q : débit de projet lamine (Q = 22 m³/s);

b : la largeur de déversoir.

A.N :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9,81} \cdot \left(\frac{22}{6}\right)^2} = 1,17m$$

- pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K_s \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots(VI.06)$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en [m];

I : pente en [m/m];

S : section mouillée;

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

Pour une section rectangulaire

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + (2 \cdot y_c))^{2/3}}{K_s \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots(VI.07)$$

A.N :

$$I_{cr} = \left[\frac{22 \cdot (6 + (2 \cdot 1,17))^{2/3}}{71,42 \cdot (6 \cdot 1,17)^{5/3}} \right]^2 * 100\% = 0,25\%$$

$I_{cr} = 0,25\% > 0,1\%$, donc la condition est vérifiée.

VI. 4.1.4. Convergent :

Le convergent et l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2) \dots\dots\dots(VI.08)$$

Ou : l_1 : est la largeur au plafond du bief amont

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle

A.N : $L = 6,4$ m

VI. 4.1.5. Le coursier :

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

a- Largeur du coursier :

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

$$B = 22^{0.4} = 3,44 \text{ m}$$

b- Longueur du coursier :

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 40 mètres.

c- La profondeur critique :

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1. \dots\dots\dots(VI.09)$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}} \dots\dots\dots(VI.10)$$

B : est la largeur du coursier égale a 3,44 m.

A.N :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{22^2}{9.81 * 3,44^2}} = 1,61m$$

c- Pente critique :

$$I_{cr} = \left(\frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2 \dots\dots\dots(VI.11)$$

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

R_{cr} : Rayon critique (m).

C_{cr} : Coefficient de CHEZY

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

A.N :

$$Sc_r = B \cdot h_{cr} = 3,44 \cdot 1,61 = 5,54 \text{ m}^2$$

$$Pc_r = B + 2 \cdot h_{cr} = 3,44 + 3,22 = 6,66 \text{ m}$$

Donc : $Rc_r = \frac{Sc_r}{Pc_r} = 0,83 \text{ m}$

$$C_{cr} = \frac{1}{0,014} \cdot 0,83^{1/6} = 69,24$$

Donc :

$$I_{cr} = \left(\frac{22}{69,24 \cdot 5,54 \cdot 0,83^{1/2}} \right)^2 \cdot 100\% = 0,4\%$$

$I_{coursier} > I_{cr}$

d- la profondeur normale :

La profondeur normale présente la profondeur du courant en régime uniforme, elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (CHEZZY)

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R_n \cdot I} \dots\dots\dots(VI.12)$$

S: section de coursier : $s = b \cdot h_n$

I: pente du coursier : $I = 17,34 \%$

C_{cr} : Coefficient de CHEZY, $C = \frac{1}{n} R^{1/6} \dots\dots\dots(VI.13)$

$n = 0,014$

R_H : Rayon hydraulique, $R_H = S / P = b \cdot h_n / (b + 2h)$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante, qu'on résoudre avec la

méthode itérative :

$$Q = b \cdot h_n \cdot \frac{1}{n} * \left(\frac{b \cdot h_n}{2h_n + b} \right)^{1/6} \cdot \sqrt{I \frac{b \cdot h_n}{2h_n + b}} \dots\dots\dots(VI.14)$$

$$Q=K \times I^{1/2} \times (b \times h_n)^{5/3} \times (2h_n+b)^{-2/3}$$

Puis on fait l'itération comme suit :

Tableau VI.3: Calcul de la profondeur normale.

Hn(m)	$(b \times h_n)^{5/3}$	$(2h_n+b)^{-2/3}$	Q m ³ /s
0,1	0,1688875	0,4226028	2,1229268
0,2	0,5361843	0,4077987	6,503769
0,3	1,0539002	0,3942264	12,358064
0,4	1,7022789	0,3817298	19,328227
0,43	1,9203402	0,3781705	21,600861
0,435	1,9577001	0,3775854	21,987027

On trouve finalement : $h_n = 0,435m$

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

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

Tableau VI.4: Calcul de la ligne d'eau.

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Y _N	Y _C	Régime	L _{bief} (m)
22	71.42	0.221	0,435	1,61	NT	40

Tableau VI.5: Ligne d'eau avec un pas de 10m.

Section	abscis (m)	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)	J (mm/m)
amont	0,00	10,00	1,609	1.00045	2.414	3.962
1	10,00	10,00	0,749	3.14997	4.465	34.026
2	20,00	10,00	0,609	4.29639	6.230	62.741
3	30,00	10,00	0.539	7.714	7.714	90.499
aval	40,00	10,00	0.501	5.79267	5.79267	114.268

On a :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g h_c}} \dots\dots\dots(VI.15)$$

Où : Fr : nombre de Froude;

V : Vitesse de sortie du coursier tel que $V = \frac{Q}{S}$.

AN :

$$V = \frac{22}{3,44 * 0,501} = 12,77 \text{ m/s}$$

Donc :

$$Fr = \frac{12,77}{\sqrt{9,81 * 0,501}} = 5,76$$

VI. 4.1.6. Dissipateur d'énergie :

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

$$1,0 \leq Fr \leq 1,7 \text{ Ressaut ondulé.}$$

$$1,7 < Fr \leq 2,5 \text{ Ressaut faible de petites apparitions en surface.}$$

$$2,5 < Fr \leq 4,5 \text{ Ressaut oscillant.}$$

$$4,5 < Fr \leq 9 \text{ Ressaut stable (Stationnaire).}$$

$$Fr > 9 \text{ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).}$$

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 ai appelé à utiliser le bassin de type II.

Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes (voir Annexe "C")

$4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

*** Dimensionnement du bassin :**

De l'abaque de l'Annexe (C) On a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 6,65 \quad \text{Et on a aussi} \quad Y_1 = 0,501$$

Donc :

$$Y_2 = 6,65 * 0,501 = 3,33\text{m}$$

Largeur du bassin :

De l'abaque de l'Annexe :

$$\frac{L_{\text{bas}}}{Y_2} = 2,42$$

Donc :

$$L_{\text{bas}} = 8,06\text{m.}$$

On prend :

$$L_{\text{bas}} = 8,00\text{m}$$

*** Dimensionnement des blocs Chicanes :**

- La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 0,501 \text{ m.}$
- La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 0,501 \text{ m.}$
- Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 0,501\text{m.}$
- Hauteur du seuil denté : $h_2 = 0,2 Y_2 = 0,666 \text{ m.}$
- La largeur d'une dent : $l_2 = 0,15 Y_2 = 0,5 \text{ m.}$
- Espacement entre deux dents : $e_2 = 0.15 Y_2 = 0,5 \text{ m.}$

VI. 4.1.7. Canal de fuite:

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

La hauteur critique :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{cr}^2\right) \cdot K \dots\dots\dots(VI.16)$$

Avec: $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$ et : $\sigma = \frac{K \cdot m}{b}$ [m = 1].

Donc : $K=0,60$ et $\sigma =0,04$

D'où :

$h_{cr} = 0,59m$

Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}}$$

$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr}$ donc : $S_{cr} = 9,20m^2$

$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2}$ Donc : $P_{cr} = 15,83 m$

$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr}$ donc : $R_{cr} = 0,58m$

$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6}$ Donc : $C_{cr} = 65,23$

$I_{cr} = 0,23\%$

La profondeur normale :

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le « CANALP » et on a :

$h_n = 0,42 m$

La vitesse de l'écoulement dans le canal de fuite :

$V = Q/S = C\sqrt{RI}$

A.N : $V = 2,38m/s$

$V \geq V_{adm}$ (1,8 à 2,2) m/s ; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

*** Vérification de l'apparition des vagues roulantes :**

Les vagues roulantes apparaissent si les deux conditions sont vérifiées :

$$b/h < (10 \div 12) \quad \text{et} \quad Fr^2 < 40.$$

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier.

Donc :

$$\frac{b}{h} = 2,14 < (10 \div 12) \quad \text{Et} \quad Fr^2 = 33,18 < 40$$

Les vagues roulantes n'apparaissent pas sur tout le long du coursier.

VI. 4.1.8. Hauteur des murs bajoyers :

1- chenal d'écoulement :

Sur le long du chenal d'écoulement les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue (Ncr=931,00 mNGA).

2-Hauteur des murs au début du coursier :

$$\text{On a:} \quad h_m = h_e + r \quad \text{ET} \quad r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$$

$$V = 22 / (3,44 * 1,61) = 3,97 \text{ m/s}$$

$$h_m = 1,61 + 0,83 = 2,44 \text{ m nous prenons } h_m = 2,00 \text{ m}$$

3-Hauteur des murs a la fin du coursier :

$$V = 8,29 \text{ m/s} \quad \text{et} \quad r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$$

$$V = 12,77 \text{ m/s}$$

$$h_m = 0,40 + 0,92 = 1,32 \text{ m nous prenons } h_m = 2,00 \text{ m}$$

4-Hauteur des murs dans le bassin de dissipation :

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du canal de restitution.

5- Le canal de restitution :

$$h_e = 0,59 \text{ m}$$

$$r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$$

$$V = 2,49 \text{ m/s}$$

$h_m = 0,59 + 0,8 = 1,39\text{m}$ nous prenons $h_m = 1,5\text{m}$.

On prend : **hm=1,5 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

VI. 5. Ouvrage de vidange :

IV.5.1.Vidange de fond :

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 aval).
- * 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).
- * évacuer les crues pendant les travaux (crue de fréquence 2 à 10 ans).
- * De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

Actuellement on préfère équipe les pertuis de fond avec des vannes à ouverture total.

A l'aval, les conduites débouchent dans un bassin d'amortissement ou se produit la dissipation de l'énergie cinétique des veines liquide excepter pour les jets d'eau qui assurent eux-mêmes la dissipation d'énergie.

Pour notre cas l'ouvrage est constitué d'un orifice à l'amont suivi d'une conduite de longueur de plus de 80m .

Par mesure de sécurité l'ouvrage de vidange est muni de deux vannes en série à l'amont de la galerie, la première est une vanne de garde (batardeau) et la deuxième vanne de contrôle.

- 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 de volume entrant à la retenue durant cette période. Le débit évacuer par la vidange de fond sera.

$$Q_{vf} = \frac{Vu}{T} + Q_r \dots\dots\dots(VI.17)$$

V_u : volume utile en [m³].

T : temps de vidange ($15 < T < 21$) jours.

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

A.N :

$$Q_{vf} = \frac{0,0728 \cdot 10^6}{15 \cdot 86400} + \frac{0,401 \cdot 10^6}{31,53 \cdot 10^6} = 0,068 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- Calcul de la section de la conduite de vidange de fond:

On a :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \dots\dots\dots(\text{VI.18})$$

D'ou :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}} \dots\dots\dots(\text{VI.20})$$

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 :

$$S = \frac{0,068}{0,8 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 10,50}} = 0,006 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0135}{3,14}} = 0,09 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : **$D_{vf} = 100 \text{ mm}$**

***Correction du coefficient de débit μ :**

On a :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i}} \dots\dots\dots(\text{VI.21})$$

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

***Coefficients des pertes de charge linéaires:**

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad \text{Avec :} \quad \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

λ : Coefficient de perte de charge.

n : Coefficient de rugosité [$n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$].

D : Diamètre de la conduite [$D = 100 \text{ mm}$].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 80,81\text{m}$).

A.N:

$$\lambda = 0.053 \quad , \quad \sum \xi_{l1} = 42,83 \text{ m}$$

*** Coefficient des pertes de charge singulières:**

On a :

$$\xi_{entrée} = 0,5 \quad \xi_{sortie} = 1 \quad \xi_{vannes \text{ de garde}} = 0,1 \quad \xi_{vannes \text{ de réglage}} = 0,1$$

Donc :

$$\sum \xi_s = 1,7 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (42,83 + 1,7)}} = 0,15$$

Et :

$$S = \frac{0,068}{0,15 \cdot \sqrt{2.9,81 \cdot 10,50}} = 0,032\text{m}^2$$

D'ou : $D_{vf} = 0,202 \text{ m}$

On prend un diamètre normalisé : **$D_{vf} = 300 \text{ mm}$**

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_s = \frac{Q_{vf}}{S_{con}} \dots\dots\dots(VI.22)$$

AN :

$V_s = 0,96 \text{ m/s}$

Le débit maximum, $Q_{\max} = 0,068m^3 / s$ sortie des vannes avec une vitesse de 0,96 m/s et à l'aval des vannes, il coule dans la partie inférieure du tunnel polycentrique.

IV.5.2.Ouvrage de prise d'eau :

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

-Conduite de vidange et de Prise d'eau en charge :

Nous avons opté pour une variante où les deux ouvrages (prise et vidange) sont regroupés en un seul ouvrage.

Cette variantes est envisageable lorsque le débit prélevé est inférieur à $3m^3 / s$ et il n'ya pas risque de l'apport solide.

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de command au pied aval de la digue.

-Dimensionnement de la prise d'eau :

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le Tableau de la partie hydrologique, le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} \dots\dots\dots(VI.23)$$

$$V_{\max} = 0,0240 \text{ Mm}^3. \text{ Donc } Q_{\max} = \frac{0,0240 \cdot 10^6}{31 \cdot 86400} = 0,09 \text{ m}^3/\text{s},$$

T : Temps de prise (T = 31 jours).

$$Q_{\max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

μ : coefficient de débit : $\mu = 0.3$

H : charge correspondante à la prise d'eau .

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,021}{3,14}} = 0,163 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : $D = 200 \text{ mm}$

***Correction du coefficient de débit μ :**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i}} \dots\dots\dots(VI.24)$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc :

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D} \dots\dots\dots(VI.25)$$

AN :

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{0,041 \cdot 100}{0,200} = 23,56m$$

Donc : $\mu = 0,2$

$$S = 0,031 \text{ m}^2 \quad D = 0,2m$$

Donc : D = 300 mm

- Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau :

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{S} = 2,9 \text{ m/s} \text{ Donc la vitesse d'écoulement est acceptable.}$$

IV.6.Conclusion :

N.B étant donné que le diamètre de la vidange de fond est le plus grand, cette conduite sera utilisée en deux fonctions (la vidange et la prise). **D= 300 mm.**

Le prélèvement des eaux se fait à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort (922,00)m.NGA.

Chapitre VII

DERIVATION PROVISOIRE

VII. Introduction :

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues d'eau pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue et venue d'eau qui peuvent provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux dans les meilleures conditions. Il est accompagné le plus souvent (sauf dans le cas d'un canal) par un batardeau amont jouant le rôle d'un amortisseur de crues et facilitant en même temps l'acheminement des eaux vers la dérivation provisoire et un batardeau aval permettant l'empêchement de retour d'eau vers le chantier.

Le batardeau amont se construit avec les mêmes soins que le barrage.

VII.1) Type d'ouvrage de dérivation provisoire :

1) Galerie de dérivation :

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage est qu'il évite l'interférence avec les failles et la construction du barrage proprement dit.

2) Conduite de dérivation :

La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité, mais plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton fondations.

L'avantage commun de ces deux ouvrages se résume par l'aspect économique qu'ils jouent, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond).

3) Canal de dérivation :

Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges ou les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.

Remarque :

En fonction des conditions topographique, géologiques, géotechniques et hydraulique, la dérivation se fait par une galerie et deux batardeaux.

Vu les conditions géologiques et topographique du site, et l'étude économique, il a été jugé de projeter une galerie circulaire sur la rive gauche a coté de l'Oued.

VII.2) Choix de la crue de dimensionnement :

En réalité, il n'existe aucune loi ou règle qui définissent le choix de la crue avec laquelle se dimensionne l'ouvrage de dérivation provisoire.

Le choix de la crue dépend du degré du risque admis en cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation, sur le coût de l'ouvrage de dérivation et sur la durée d'exécution de l'aménagement.

En général, pour les barrages en béton, l'ouvrage de dérivation se dimensionne par les crues décennales ou vingtenales, alors que pour les barrages en terre, le dimensionnement de la dérivation provisoire se fait par les crues cinquanteales ou même centennales.

Mais en Algérie, le plus souvent le dimensionnement se fait par les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50ans donc, vu tous ces paramètres qui interviennent dans la détermination de cette crue et pour le dimensionnement de la dérivation provisoire de notre ouvrage, nous optons pour la crue cinquanteale.

Le débit maximum de cette crue est $Q_{\max(5\%)}=19.09 \text{ m}^3/\text{s}$

VII.3) Succession des travaux :**1^{ère} étape :**

Mise en place d'un batardeau partielle pour la construction de la galerie.

2^{ème} étape :

Construction d'une galerie (tunnel) sur la rive gauche.

3^{ème} étape :

- Construction d'un batardeau amont pour acheminer les eaux vers la galerie et amortir à la fois la crue.

- Construction d'un batardeau aval pour empêcher le retour des eaux vers le chantier.

4^{ème} étape :

Une fois les travaux de réalisation sont terminés on enlève les batardeaux et on passe à la mise en eau.

VII.4) Calcul hydraulique de galerie :

L'écoulement dans la galerie est un écoulement libre qui passe en écoulement en charge.

- **l'écoulement à surface libre :**

L'écoulement sera régi par la formule suivante:

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{RI} \dots\dots\dots (VII.01)$$

Où : Q : débit évacué

C : coefficient de CHEZY

R : rayon hydraulique;

S : section mouillée;

I : pente du radier de la galerie ; I = 0,016

La hauteur d'eau dans la galerie :

$$h = (r - 1 - \cos \frac{\vartheta^0}{2}) \dots\dots\dots (VII.02)$$

Et $\vartheta^0 = 2 \cdot \text{Arc cos} \left(1 - \frac{h}{r} \right) \dots\dots\dots (VII.03)$

• **l'écoulement en charge :**

L'écoulement devient en charge lorsque le niveau d'eau sera supérieur au diamètre de la galerie et l'écoulement sera régit par la formule suivante :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z} \dots\dots\dots (VII.04)$$

Où : Q : débit évacué

S : section de la galerie

g : accélération de la pesanteur [m/s²].

Z : la dénivelée

μ : coefficient de débit

$$Z = (H + L \cdot I) - \frac{D}{2} \dots\dots\dots (VII.05)$$

H : hauteur d'eau devant la galerie anormal

D : diamètre de la galerie

L : longueur de la galerie [L = 80.81m]

I : pente de la galerie [I = 0,00369]

On a :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i + \frac{\lambda \cdot L}{D}}} \dots\dots\dots (VII.06)$$

* **coefficient de résistance singulière :**

$$\sum \xi_i = \xi_{entrée} + \xi_{sortie}$$

À l'entrée :

$$\sum \xi_i = 0,5 + 1 = 1,5m$$

λ : coefficient de résistance linéaire.

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots (VII.07)$$

$$n = 0,014m^{-1/3} \cdot s$$

Tableau VII.1 : Valeurs des coefficients de débits.

$D_G(M)$	$\sum \xi_i$	Λ	$\Lambda \cdot L/D$	$(1 + \sum \xi_i + \lambda \cdot L/D)^{0,5}$	μ
0,500	1,500	0,031	4,989	2,737	0,365
1,000	1,500	0,025	1,980	2,117	0,472
1,500	1,500	0,021	1,153	1,911	0,523
2,000	1,500	0,019	0,786	1,813	0,552
2,500	1,500	0,018	0,584	1,756	0,569

Pour l'écoulement en charge :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z}$$

$$Z = H + (L \cdot I - D/2)$$

Tableau VII.2 : $Q = f(D)$.

D (M)	μ	S (M ²)	$\mu S \sqrt{2g}$	Z (M)	Q (M ³ /S)
0,500	0,365	0,196	0,318	h+ 2,730	0,318 $\sqrt{\cdot Z}$
1,000	0,472	0,785	1,643	h+2,480	1,643 $\sqrt{\cdot Z}$
1,500	0,523	1,766	4,094	h+2,230	4,094 $\sqrt{\cdot Z}$
2,000	0,552	3,140	7,674	h+1,980	7,674 $\sqrt{\cdot Z}$

Le laminage de la crue se fait comme suite :

A partir de l'hydro gramme de la crue de fréquence (2%) on calcul le volume de la crue correspondant, et on tire toutes les hauteurs correspondantes a chaque volume de chaque heure jusqu'au temps de la montée (t = 1.33 h) de la courbe (capacité –hauteur).

Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau (VIII-03).

Tableau VII.3: Calcul de la charge $H_{dév} = f(T)$.

Temps(h)	$Q_c(m^3/s)$	$Q_{moy}(m^3/s)$	$V (m^3/s)$	$h_{dév}$
0	1,727	0,8634	621,62	0,15
0.4	6,907	4,3168	3108,10	0,23
0.8	15,541			
1.33	19,090	11,2237	8081,06	0,70
		0,8634	12466,98	1,10

Les résultats du laminage sont donnés dans le Tableau VIII.04.

Tableau VII.4: Résultats de laminage.

D (M)	0.5	1	1.5	2
Z (m)	2.88	2.71	2.93	3.08
Q (m^3/s)	0.539	2.705	7.008	13.674

VII.5 Dimensionnement du batardeau :

VII.5.1 Type de batardeau :

Il est prévu un batardeau du même type que la digue. Il sera donc construit en remblai et exigera des caractéristiques géotechniques précises qui nécessitent un contrôle rigoureux des teneurs en eau.

-Calcul de la revanche du batardeau

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD

$$R = 0,75 + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (VII.08)$$

$$H = 0,75 + 0,34\sqrt{F} + 0,26\sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (VII.09)$$

Avec :

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

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment suivant la direction du barrage appelée Fetch qui doit inférieure à 18 kilomètres.

(F = 0.215km).

A.N:

$$H=0,75+0,34\sqrt{0,215}+0,26^4\sqrt{0,215}=0,91\text{m}$$

$$V=1,5+2.H=1,5+2.0,96=3,32\text{m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 + \frac{3,75^2}{2.9,81} = 1,31\text{m}$$

Formule de MALLET et PAQUANT

$$R = 0,75 + \frac{V^2}{2g}$$

$$H=0,5+0,33\sqrt{F} \dots\dots\dots \text{(VII.10)}$$

Donc :

$$H=0,5+0,33\sqrt{0,215}=0,65 \text{ m}$$

$$V=1,5+2.H=1,5+2.0,65=2,81\text{m/s}$$

$$R = 0,75 + \frac{2,81^2}{2.9,81} = 1,15\text{m}$$

c) Formule Simplifiée

$$R=1+0,3.\sqrt{F} \dots\dots\dots \text{(VII.11)}$$

$$R=1+0,3.\sqrt{0,215}=1,15\text{m}$$

Tableau VII.5: Récapitulation des résultats des formules.

Formules utilisées :	Valeurs :
Formule de STEVENSON GAILLARD	1,47m
Formule de MALLET et PAQUANT	1,14m
Formule Simplifiée	1,15m

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de la revanche de 1 à 2 m pour les ouvrages de 10 à 20 m de hauteur

Conclusion : On prend la valeur moyenne donc : R=1,25m

-Largeur en crête

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

1) Formule de KNAPEN :

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots \text{(VII.12)}$$

2) Formule de E- F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots \text{(VII.13)}$$

3) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (VII.14)$$

4) Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (VII.15)$$

Avec : H_b : Hauteur du barrage [m];

Tableau VII.6: Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule :	Hauteur du batardeau	bcr -m-				
		1	2	3	4	prise
KNAPPEN	1,89	2,27	2,39	2,39	2,59	3
PREECE	2,09	2,51	2,59	2,65	2,73	3
SIMPLIFIEE	2,26	1,45	1,60	1,72	1,86	2
PRATIQUE	2,46	2,29	2,41	2,51	2,61	3

On opte pour une largeur de crête égale à : $b_{crt} = 3$ m.

VII.5.2 Calcul d'optimisation

Le calcul est effectué par une méthode basée sur la détermination des volumes du batardeau et de la galerie, ainsi que son équivalent en béton. Après cela, le tracé de la courbe d'optimisation est effectué afin de déterminer le diamètre optimal.

Pour assurer un écoulement à surface libre dans la galerie, les dimensions doivent être telles que la hauteur d'eau pour la crue de projet soit comprise entre 0,7 et 0,8 fois la hauteur de la galerie, mais ils peuvent parfois s'éloigner des dimensions optimales du point de vue hydraulique, afin de permettre l'utilisation de coffrage ou de vannes normalisés.

Le schéma suivant nous donne les différents paramètres pour cette méthode.

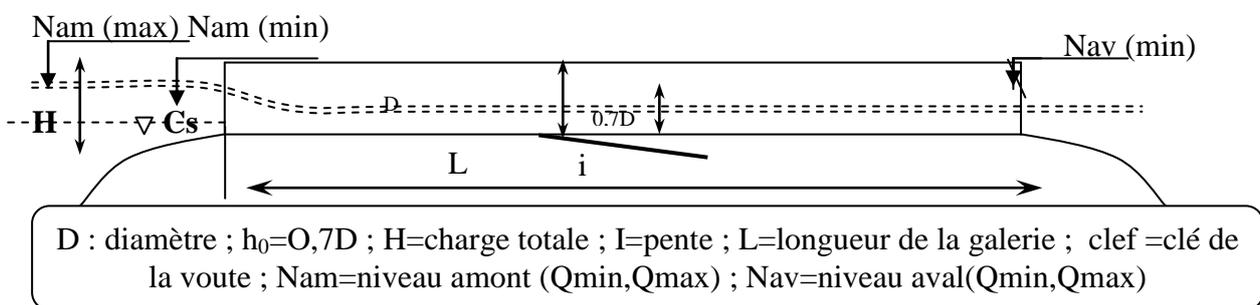


Figure VII.01 : Schéma de calcul des différents diamètres

Hypothèses de calcul

- Ecoulement uniforme.
- Les pertes de charges sont calculées à l'aide de la formule de CHEZY.

- Sur un plan topographique, on positionne la digue, les batardeaux, l'axe de la dérivation et les ouvrages d'entrée et de sortie pour avoir la longueur réelle.
- La courbe de tarage nous donne les niveaux aval correspondants aux débits maximum et minimum Q_{max} et Q_{min} .

Le tableau suivant illustre les paramètres à déterminer

Tableau VII.7: Paramètres de calcul d'optimisation.

Paramètres hydrauliques	1	Diamètre	D (m)
	2	Section du tunnel	$A = \pi D^2 / 4$ (m ²)
	3	Profondeur de remplissage	$h_o = 0,7D$ (m)
	4	Section mouillée	$A_1 = 0,74.A$ (m ²)
	5	Rayon hydraulique	$R_h = 0,3D$ (m)
	6	Coefficient de Chézy	$C = 1/n R^{1/6}$
	7	Vitesse moyenne	$V = Q_{max} / A_1$ (m/s)
	8	Pente	$i = V^2 / C^2 R$
	9	Perte de charge linéaire	$h_l = i.l$ (m)
	10	Perte de charge à l'entrée	$Z_{entr} = V^2 / 2g$ (m)
	11	Perte de charge totale	$Z_o = Z_{entr} + h_l$ (m)
	12	Niveau amont pour Q_{max}	$N_{am} = N_{av} + Z_o$ (m NGA)
	13	La cote de niveau d'eau à l'entrée de tunnel	$N_I = N_{am} - Z_{entr}$ (m NGA)
	14	Cote du seuil	$C_s = N_I - h_o$ (m NGA)
Calcul des volumes des travaux	15	Hauteur du batardeau	H_{bat}
	16	Section du batardeau	$F_{bat} = (2b + 6H_{bat}) \cdot H_{bat} / 2$
	17	Longueur moyenne du batardeau	L^b_{moy} (m)
	18	Volume du batardeau	$V_{bat} = L \cdot F$ (m ³)
	20	Conversion en volume de béton	$V'_{bat} = 0,1 V_t$
	21	Volume d'excavation du tunnel	$V_{tun} = L \cdot A$
	22	Conversion en volume de béton	$V'_{tun} = 1,5 V_{bet}$
	23	Volume total des travaux	$\Sigma V' = V'_{bat} + V'_{tun}$

Tableau VII.8: Résultats de calcul d'optimisation.

N°	Désignation	Valeurs			
		1	2	3	4
1	D(m)	0,5	1	1,5	2
2	A (m ²)	0,20	0,79	1,77	3,14
3	h ₀ =0,7 D (m)	0,35	0,70	1,05	1,40
4	A ₁ (m ²)	0,15	0,58	1,31	2,32
5	Rh(m)	0,15	0,30	0,45	0,60
6	C	52,07	58,44	62,53	65,60
7	V (m/s)	2,75	3,45	3,97	4,35
8	i	0,02	0,01	0,01	0,01
9	j (m)	1,50	0,94	0,72	0,59
10	Zentr (m)	0,32	0,50	0,66	0,80
11	Z ₀ (m)	1,82	1,44	1,39	1,39
12	Nam (m)	466,32	465,94	465,89	465,89
13	Ni (m)	466,00	465,44	465,22	465,09
14	Cs	465,65	464,74	464,17	463,69
15	Hbat (m)	3,02	2,64	2,59	2,59
16	Fbat(m)	57,47	47,22	45,93	46,06
17	Lbmoy (m)	19,05	17,91	17,76	17,77
18	Vbat (m ³)	1094,86	845,73	815,61	818,77
19	V'bat (m ³)	109,49	84,57	81,56	81,88
20	Vtun (m ³)	3,74	14,06	31,37	55,81
21	V'tun (m ³)	5,61	21,09	47,05	83,72
22	V' (m ³)	115,09	105,66	128,61	165,60

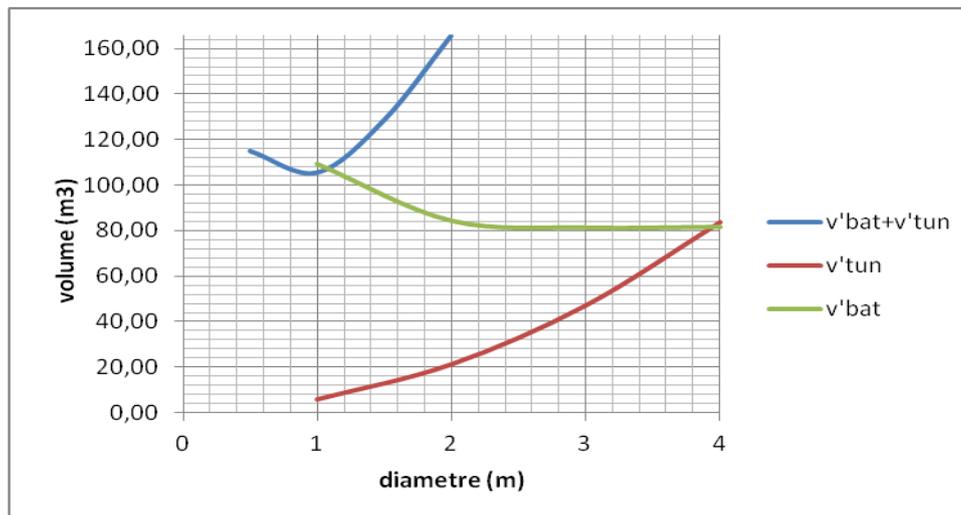


Figure VII.02: Courbe d'optimisation

Conclusion : D'après le tableau et la courbe d'optimisation nous remarquons que le diamètre optimum est égal à 1m. Ceci qui correspondant à une hauteur de batardeau égale à 2,63m.

Le batardeau de 2,63m de hauteur sera incorporé dans la digue pour des raisons économiques et sera constitué de mêmes matériaux que la digue

VII.5.3 Construction du batardeau

-Construction du batardeau

On construit le batardeau comme suit :

1. Construction d'une banquette en béton.
2. Réalisation d'un filtre inverse (son rôle est d'empêcher le retour d'eau)
3. Remblayage du batardeau.

Il faut que Z_0 soit inférieur à 3m, autrement la fermeture de cours d'eau devient difficile.

-Détermination de Z_0

Supposons que le portail d'entrée du tunnel ait une section rectangulaire de largeur D , donc il va fonctionner comme un seuil déversant dénoyé à seuil épais.

$$h = \left[\frac{Q_{\min}}{m.D.\sqrt{2g}} \right]^{2/3} \dots\dots\dots (VII.16) \quad ; m=0,35$$

Donc : $h=0,35m$

Connaissant h on détermine la côte du niveau d'eau amont:

$$Z_0 = N'_{\text{amont}} - N'_{\text{aval}}$$

$$N'_{\text{amont}} = C_s + h = 915,94 \text{ m}$$

Avec: $Q_{\min} = 2,705 \text{ m}^3/\text{s}$

-portail d'entrée

La galerie de dérivation est constituée d'un portail d'entrée (déversoir à large seuil), d'un ouvrage intermédiaire et d'un portail de sortie.

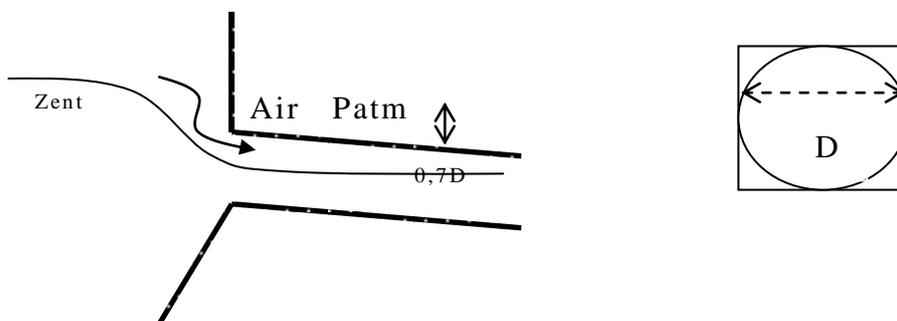


Figure VII.03.Déversoir à large seuil.

Pour une perte de charge supérieure à $0,3D$, l'entrée est noyée, au lieu d'un déversoir nous aurons un orifice noyé.

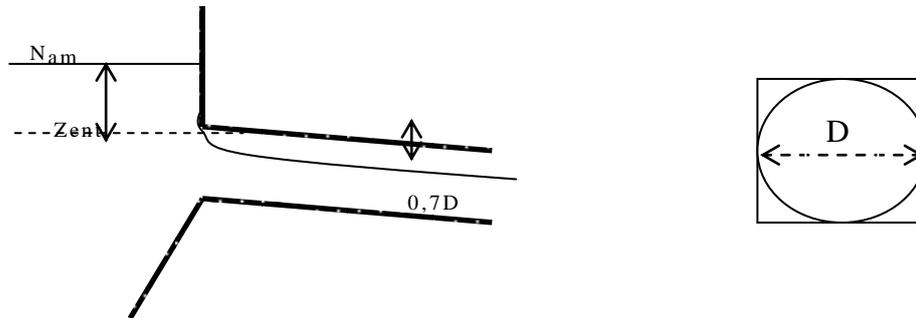


Figure VII.03.Orifice noyé.

Dans ce cas, la ventilation est rompue, l'écoulement va aspirer l'air se trouvant dans la galerie. Par conséquent, il y aura une dépression ($P < P_{atm}$) qui implique une vibration

À l'intérieur. Le portail d'entrée est un déversoir à large seuil à une section rectangulaire de largeur D.

-Pente critique

$$i_{cr} = \frac{Q^2}{C_{cr}^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots (VII.17)$$

-Le débit unitaire

$$q = Q/l \dots\dots\dots (VII.18)$$

-La hauteur critique

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots (VII.19)$$

$y_c = 0,287 \text{ m}$

Scr: Section critique;

Pcr: Périmètre critique;

Rcr: Rayon hydraulique critique;

Ccr: Coefficient de CHEZY.

AN : $q = 19,09 \text{ m}^3/\text{s/m.l}$

$$I_{cr} = 0,57$$

-Crête du batardeau

La crête du batardeau aura une largeur de 3m ce qui permettra la circulation des engins de terrassement, et puisque le batardeau est incorporé dans le corps du barrage cette crête sera

immergée après la mise en eau du barrage. Il est donc inutile de mettre une couche de matière synthétique.

-Les talus du batardeau

Les talus du batardeau auront des pentes identiques qui sont se 1 :2,5

-Le drain du batardeau

C'est un drain incorporé dans le batardeau, il est fait en enrochement avec une pente de talus externe qui est égale à celle du batardeau.

Le drain doit contenir des filtres inverses qui ont la même granulométrie de celle du barrage.

VII.6 Ouvrage de restitution

L'objectif de l'ouvrage de restitution est la dissipation de l'énergie cinétique de l'eau à la sortie de la galerie de dérivation.

La vitesse de l'eau à la sortie de la galerie est:

$$Q = \frac{V}{S} \dots\dots\dots (VII.20)$$

Où :

Q: Débit laminé;

S: Section de la galerie.

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}} \dots\dots\dots (VII.21)$$

h: Hauteur d'eau à la sortie de la galerie.

$$\text{A.N : } V = \frac{Q}{S} = \frac{2,705}{0,79} = 3,42 \text{ m/s} \quad \Rightarrow \quad F = \frac{V}{\sqrt{gh}} = 0,91$$

Le ressaut commence à apparaître mais pas très turbulent (on parle de "pré ressaut"). Les déflecteurs et seuils ne sont pas encore nécessaires et il faudra que le bassin soit suffisamment long pour contenir l'écoulement pendant son ralentissement.

VII.7 Conclusion :

D'après l'étude d'optimisation on remarque que le diamètre le plus économique est 1 m.

Donc on a une galerie de 1m de diamètre et une hauteur de 3m et a une crête de 3m de largeur et 2,63 m de hauteur et des pentes de talus de 1:2,5.

Ce batardeau comportera un drain en enrochement.

Chapitre VIII

PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL

VIII-1. Introduction :

Les statistiques ont révélé que le monde a connu une augmentation catastrophique des accidents de travail; c'est pour cela qu'il est temps de lui consacrer une grande importance pour garantir un rendement meilleur de nos entreprises mais aussi d'économiser les frais d'assurance et des endommagements des victimes.

Les différents organismes intéressés par la sécurité lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements qui doivent s'appliquer aux chantiers.

Ces règlements contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et les dégâts humains et matériels dus à ces accidents. En ce qui concerne la sécurité pendant la période de construction et d'exploitation du barrage, la prévention contre les accidents de travail est indispensable.

VIII -2-Conditions dangereuses dans le chantier:

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Stockage irrationnel.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

VIII -3-Actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.

- Imprudence durant le travail.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.
- Adopter une position peu sûre.

VIII -4-Mesures préventives :

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixées.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être aérés et climatisés.

VIII-5-Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation:

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondations profondes. On a résumé ce plan dans le tableau suivant.

Tableau VIII.1 : Plan de sécurité adapté aux travaux

Objectifs visés	Mesures à prendre
<p>✓ Prévenir les risques d'accidents par chutes, chutes et engins de terrassement.</p>	<p>Disposition concernant :</p> <ul style="list-style-type: none"> -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. -Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
<p>✓ Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.</p>	<p>Repérage des lignes électriques.</p>
<p>✓ Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel :</p> <ul style="list-style-type: none"> De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ; 	<p>Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.</p>
<p>✓ Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.</p>	<p>Interdiction de dépassement et de stationnement.</p>
<p>✓ Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.</p>	<ul style="list-style-type: none"> -Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage de chargement et de déchargement.
<p>✓ Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.</p>	<p>Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.</p>
<p>✓ Prévenir les chutes des objets.</p>	<p>Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.</p>
<p>✓ Prévenir des ruptures des organes de levage.</p>	<p>Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.</p>
<p>✓ Heurtes des personnes par les outils.</p>	<p>Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisante les uns des autres.</p>

Conclusion

La prévention et la sécurité de travail doivent être prises très au sérieux, l'esprit de sécurité et protection doit être dans chaque employé, dans chaque ouvrier, dans chaque responsable ...pour que la perte de vie humaine inutilement cesse, et ne se préoccuper uniquement que du rendement du travail.

Chapitre IX

ORGANISATION DE CHANTIER

IX.1. Introduction :

L'organisation de chantier est l'utilisation optimale de ses moyens matériels et humains afin d'achever le projet (le barrage) dans les délais mais aussi le plus économiquement possible et dans les règles de l'art. Ceci ne sera fait qu'une fois un schéma ou un programme d'exécution sera projeté d'une manière intelligente.

Les principes de base observés dans l'organisation de chantier et le calendrier des travaux sont :

- Mécanisation du chantier à un degré maximal et l'utilisation d'un matériel efficace et d'un personnel hautement qualifié.
- Coordination des différentes phases de construction en matière de simultanéité des travaux à exécuter sur le chantier pour accélérer la réalisation.
- Réalisation du barrage et des ouvrages annexes dans la période la plus sèche de l'année.

IX.2. Succession des travaux

- **Travaux préparatoires**

Généralement les travaux préparatoires sont :

- La préparation des accès et de la circulation pour la préparation de chantier.
- Le piquetage d'implantation des ouvrages.
- Les travaux d'aménagement des emprises et préparation des zones d'emprunt.
- Déboisement de la cuvette et décapage des fondations et creusement éventuel de la clé d'étanchéité du barrage.
- La réalisation de l'ouvrage de dérivation qui va servir par la suite à une vidange de fond.

- **Exécution de l'ouvrage (Planning et phasage des travaux)**

Pour une bonne gestion du projet du point de vue délai et coût, un programme d'exécution doit être fait et étudié sérieusement.

L'enchaînement chronologique des principales phases du chantier de construction ne devrait guère être éloigné du schéma type proposé :

- ✓ Un piquetage est nécessaire pour la matérialisation des repères par rapport à des points de référence fixes, l'axe et l'assiette du barrage et les ouvrages annexes tels que les canalisations, les drains et l'évacuateur.

- Aménagement des emprises (abattre des arbres, décapage des terres végétales)
- Remblaiement de la clé de l'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel.
- Dérivation et protection contre les eaux (protection contre les crues survenant lors des travaux d réalisation.)
- Mise en place de la conduite de vidange et de prise.
- Approvisionnement des matériaux filtrants.
- Exécution du remblai (excavation, chargement, transport, décharge, et compactage).
- Génie civil des ouvrages de prise et de restitution et de l'évacuateur de crue.
- Mise en place des équipements hydrauliques.
- Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de crête et de route d'accès, équipement divers et aménagements des abords.

a- Réalisation de la digue

Les travaux ainsi que les engins utilisés sont mentionnés ci-dessous:

- **Décapage de la couche de terre végétale**
 - Pour le creusement et les déplacements des terres on utilise des bulldozers.
 - Pour les chargements on utilise des chargeurs.
 - Pour les transports des remblais on utilise les camions à benne.
- **Exploitation des carrières**
 - Les décapages des couches superficielles et leur transport vers les dépôts provisoires se feront à l'aide des bulldozers muni de rippers.
 - On doit procéder à un aménagement des fosses de ceinture tout autour de la carrière.
 - On doit encore procéder à des rampes pour permettre tous les accès.

Il est à noter que la pente des talus des déblais dans les zones d'emprunt ne devra pas dépasser la valeur 1/1.

- **Exécution de la fouille d'encrage de la digue**
 - Les terrains meubles seront exécutés à l'aide des chargeurs.
 - Les terrains rocheux seront exécutés à l'aide des explosifs.

-Choix des engins:

Les engins utilisés pour les excavations sont des excavateurs à godets et des excavateurs de tranchée. En ce qui concerne le transport des camions à bennes sont utilisés qui ont une bonne capacité, le nivellement sera fait par de niveleuses.

On compacte le sol dans le corps du barrage couche par couche par un rouleau. Pour atteindre la densité du projet, il faut faire de couche de sol de 30cm d'épaisseur avec 6 à 8 passes au rouleau

pour obtenir un remblai bien compacté. Un contrôle journalier doit être fait durant toute la période de réalisation du remblai. Pendant la saison d'été il faudra augmenter la quantité d'eau pour l'humidification et pour faciliter le compactage.

-Réalisation des drains et filtres

On a projeté un drain incliné suivi d'un drain tapis pour acheminer l'eau infiltrée vers le drain prisme, qui va l'évacuer en dehors du remblai.

Le compactage des filtres s'effectue à l'aide d'un compacteur à pneu vibrant. On note que la circulation des engins au dessus des collecteurs et des drains n'est autorisé qu'après la mise en place d'une couche suffisante de remblai.

-Protection de la crête et des talus

La crête est protégée par une couche de 40 cm insensible à l'eau (produit asphaltique), résistant à la circulation des véhicules.

La mise en place des enrochements pour la protection des talus se fait à l'aide d'une pelle mécanique. Les enrochements seront posés sur des épaisseurs au moins égales à celle indiquées sur les plans d'exécution.

b- Réalisation de l'évacuateur de crue

L'évacuateur de crue sera réalisé en parallèle avec la digue.

Les principales étapes de sa réalisation sont:

- Exécution de la fouille de l'évacuateur le long du tracé 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.

c- Réalisation de la dérivation provisoire

La galerie de dérivation se fait en béton armé elle en section fer de cheval avec un diamètre de 2,5m, l'épaisseur des parois est de 25cm cette galerie est munie d'écrans anti renards.

La vidange de fond est une conduite en acier, de diamètre 300mm, la prise d'eau est une conduite en acier de diamètre 100mm.

Avant d'entamer la réalisation du corps du barrage, on est tenu à réaliser la dérivation provisoire qui va servir à évacuer le débit de chantier et qu'on transformera plus tard en vidange de fond.

On résumera les étapes de sa construction en:

- Excavation de la tranchée le long de la trace de la galerie à l'aide d'une pelle mécanique.
- Préparation et mise du béton de propreté pour la galerie le long du tracé.
- Coffrage, ferrailage et bétonnage de la galerie par tranche avec jointure.
- Réalisation du batardeau et du remblai déversé en argile.
- Montage de la vidange de fond. (fin de travaux en préférence)
- Exécution de la prise d'eau.
- Exécution de la chambre des vannes et montage des vannes.
- Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

IX -3 Planification

La planification n'est rien d'autre que le résultat d'un bon management basé sur la recherche permanente de nouvelles méthodes du travail pour un meilleur rendement; son objectif est de s'assurer que le travail se fait dans un enchaînement logique, dans les délais et au moindre coût.

-Techniques de la planification

Il existe deux méthodes essentielles; l'une est basée sur le réseau et l'autre sur le graphique.

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 ou simultanées.

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.

-Construction du réseau : La procédure se fait comme suit:

- Etablissement d'une liste des taches;
- Détermination des taches qui précèdent et qui succèdent chaque opération ;
- Construction des graphes partiels ;
- Regroupement des graphes partiels ;
- Construction du réseau.

Il existe plusieurs méthodes basées sur le réseau, il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M (méthode du chemin critique).

Les paramètres de la méthode C.P.M

Cette méthode a pour objectif de réduire le temps de réalisation du projet, réduire le coût, ainsi que de garantir un bon rendement du travail.

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

Tableau IX.1 : Les paramètres de la méthode C.P.M.

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 total.

Et :

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

-Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{\text{CC}} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

-Planification du projet

Les opérations et leurs symboles sont cités ci-dessous:

Tableau IX.2: Symboles des opérations.

NOM DES OPERATIONS	OP	TR (MOIS)
-Décapage et réalisation de la portion de clé d'étanchéité au droit de la conduite de vidange	A	1/2
-Déboisement de la cuvette.	B	2
-Dérivation provisoire du cours d'eau et construction du batardeau pour dévier correctement les eaux de l'oued.	C	1/2
- Réalisation de la clé d'étanchéité.	D	3/4
-Préparation des zones d'emprunt.	E	3/4
-Remblai des fondations.	F	1/4
-Approvisionnement des filtres.	G	1,5
-Mise en place du système de drainage (prisme de drainage).	H	1/4
-Remblai soigneusement compacté.	I	2
-Génie civil de l'évacuateur de crue.	J	1
-Revêtement des talus.	K	3/4
-Equipements hydrauliques.	L	1/2
-Finitions.	M	3/4

La retenue peut être réalisée au bout de 6,5 mois si le planning qui suivra sera respecté sur le chantier. Le commencement des travaux sera au début du mois de Mai qui correspond au début de la saison estivale. C'est la saison favorable pour l'exécution d'un barrage en terre. Le schéma du réseau à nœuds de l'organigramme des opérations est donné par la figure VII-1.

-Détermination du/des chemin(s) critique(s)

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donné à une durée de :

$$DTR = \sum TR = 15 + 15 + 20 + 30 + 10 + 60 + 20 + 20 = 190 \text{ jours}$$

R

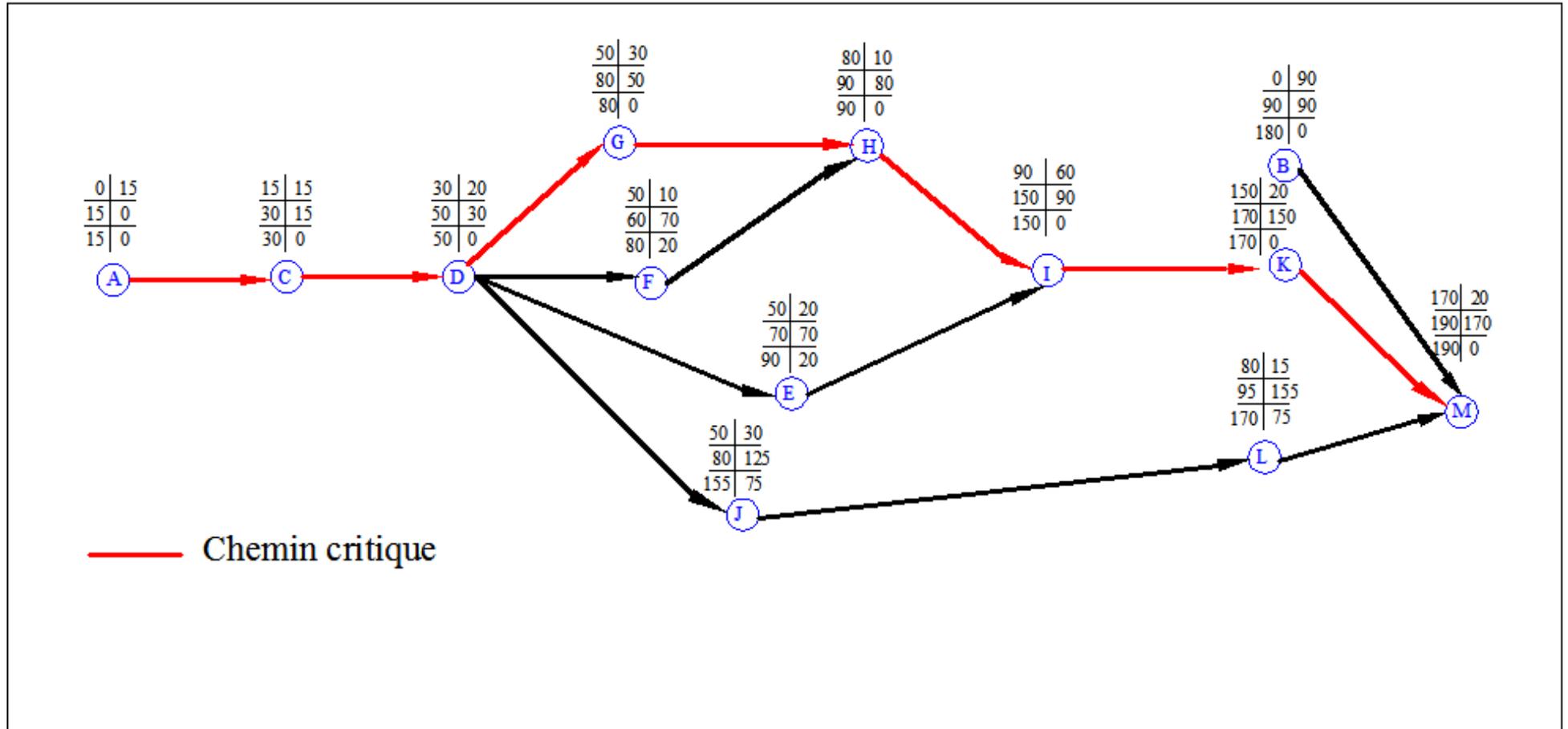


Figure IX.01 : Réseau à nœud

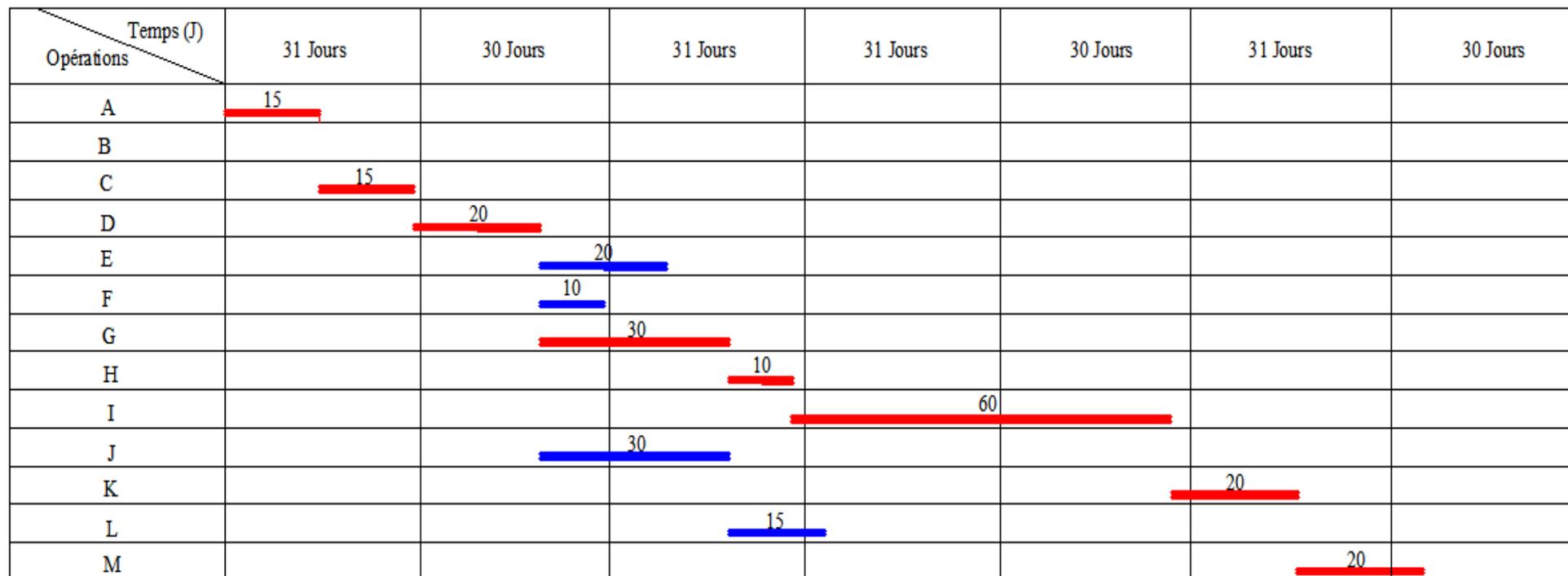


Figure IX.02 : Diagramme de Gantt

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de la préparation du mémoire de fin d'étude, nous avons essayé de traiter et d'étudier la faisabilité d'une retenue collinaire sur l'oued **EL OUFAR** commune de TAFRAOUT dans la wilaya de MEDEA qui est destiné à l'irrigation.

Un petit barrage doit rester un ouvrage de conception simple, de réalisation simple, d'entretien simple. Mais ce critère de simplicité doit toujours laisser le pas au critère de sécurité.

On s'est inspiré de l'étude géologique faite auparavant qui comprend l'étude de la fondation, la cuvette et la disponibilité des matériaux de construction ensuite on a entamé l'étude hydrologique de la région pour voir si le réservoir se remplira ou pas en se basant sur les données pluviométriques de plusieurs années d'observation malgré le manque des données hydrométriques sur la région.

Le choix de la variante a été fait, en fonction de l'étude technico-économique, et des sols avoisinant, et on a opté pour une digue homogène vu la disponibilité suffisante des sols fins, et vu sa simplicité de la réalisation.

La dérivation de la crue de chantier sera assurée par une Galerie de 1m de diamètre qui jouera le rôle de l'ouvrage de vidange de fond en phase d'exploitation du barrage.

Des calculs technico-économiques ont été faits pour choisir toujours l'optimum et faire le choix le plus économique pour la largeur de l'évacuateur de crues et la digue.

D'après les études géologiques, géotechnique, hydrologiques, étude des variantes et l'étude des ouvrages annexes, on peut dire que notre barrage est faisable de point de vue technique et économique.

L'agriculteur va enfin être desservi en eau d'irrigation et va réfléchir à aménager de nouveaux terrains et de nouvelles cultures (arboriculture, céréaliculture....)

Références bibliographiques

R.ROLLEY -MINISTERE DE L'AGRICULTURE (1974):(TECHNIQUES DES BARRAGES EN AMÉNAGEMENT RURAL).

PADAUX.S (1985) : (TECHNIQUE DES BARRAGES EN AMÉNAGEMENT RURAL, EDITION EYROLLES .PARIS, FRANCE).

VOLKOV.G(1986) : (GUIDE DE LA THÈSE DE FIN D'ÉTUDE. ENSH .BLIDA .ALGÉRIE).

M.HASSANE(1995) : (GUIDE MÉTHODOLOGIQUE DE CALCUL HYDRAULIQUE DE L'ÉVACUATEUR DE CRUE À ENTONNEMENT FRONTALE »'ENSH .BLIDA).

J-M DURAND(1999) : (TECHNIQUE DES PETITS BARRAGES EN AFRIQUE SAHÉLIENNE ET EQUATORIALE, EDITION CEMAGREF.

LENCASTRE.A (1999): (HYDRAULIQUE GÉNÉRALE, EYROLLES).

TOUAIBIA.B, BENLAOUKLII.BI (2004) : (INTRODUCTION AU DIMENSIONNEMENT DES RETENUS COLLINAIRES .ENSH .BLIDA .ALGÉRIE) .

MIHOUBI .M.K (2012) :(MANUEL ÉLÉMENT DE DIMENSIONNEMENT D'UN BARRAGE DÉVERSOIR .ENSH. BLIDA).

LES ANNEXES

ANNEXE A

III. Laminage pour un déversoir de largeur $b=6\text{m}$:

Tableau III.1: Volumes et débit déversant.

cote	Hd	q m3/s	$0,5q*dt$	v(h)	$v+0,5*q*dt$
928,5	0	0,00	0,00000	72744,34	0,073
928,7	0,2	1,16	0,00210	75650	0,078
928,9	0,4	3,29	0,00593	79560	0,085
929,1	0,6	6,05	0,01089	82500	0,093
929,3	0,8	9,32	0,01677	87565	0,104
929,5	1,0	13,02	0,02344	91575	0,115
929,7	1,2	17,12	0,03081	98650	0,129
929,82	1,32	19,75	0,03555	99745	0,135

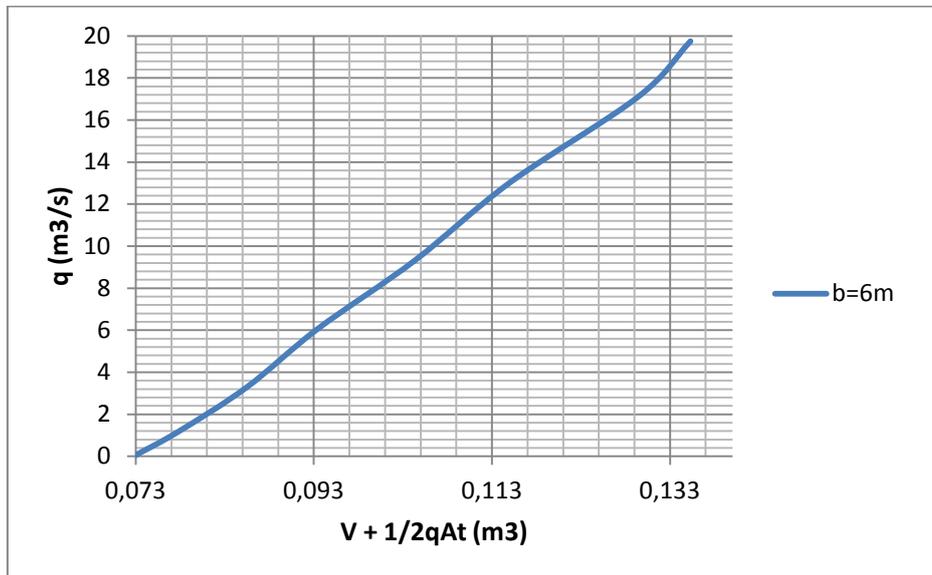


Figure III.20: Courbe des Débits déversants pour $b=6\text{m}$

ANNEXE A

Tableau IV.2 : Le laminage.

T	Qi	Q bar	Q bar-q	(Q bar - q)*dt	v+0,5*q*dt	q
0,2	0,566	1,414664	1,414664	0,005093	0,072744	0
0,4	2,263					
		3,678128	2,478128	0,008921	0,077837	1,2
0,6	5,093					
		7,073322	3,473322	0,012504	0,086758	3,6
0,8	9,054					
		11,600249	4,000249	0,014401	0,099262	7,6
1	14,147					
		17,258907	4,858907	0,017492	0,113663	12,4
1,2	20,371					
		22,697584	4,297584	0,015471	0,131155	18,4
1,33	25,024					
		16,795727	-2,704273	-0,009735	0,146627	19,5
1,4	8,567					
		7,826418	-11,923582	-0,042925	0,136891	19,75
1,6	7,085					
		6,435149	0,435149	0,001567	0,093966	6
1,8	5,785					
		5,219552	-0,980448	-0,003530	0,095533	6,2
2	4,654					
		4,167757	-1,032243	-0,003716	0,092003	5,2
2,2	3,681					
		3,267894	-0,332106	-0,001196	0,088287	3,6
2,4	2,854					
		2,508094	-0,691906	-0,002491	0,087092	3,2
2,6	2,162					
		1,876487	-0,923513	-0,003325	0,084601	2,8
2,8	1,591					
		1,361203	-0,638797	-0,002300	0,081276	2

ANNEXE A

3	1,131					
		0,876597	-1,323403	-0,004764	0,078976	2,2
3,3	0,622					
		0,601905	0,601905	0,002167	0,074212	0
3,33	0,582					
		0,538219	0,138219	0,000498	0,076379	0,4
3,4	0,495					
		0,394593	-0,105407	-0,000379	0,076877	0,5
3,6	0,295					
		0,225904	-0,174096	-0,000627	0,076497	0,4
3,8	0,157					
		0,114191	-0,335809	-0,001209	0,075870	0,45
4	0,071					
		0,047582	-0,152418	-0,000549	0,074661	0,2
4,2	0,024					
		0,014208	0,014208	0,000051	0,074113	0
4,4	0,004					
		0,002200	0,002200	0,000008	0,074164	0
4,6	0,000					
		0,000027	0,000027	0,000000	0,074172	0
4,66	0					

ANNEXE A'

Stabilité pour le cas de fin de construction (amont)

a=	0,1
C=	7,23
γ_1	1,58
γ_2	1,8
tangø	0,438

Pour R=26,33m :

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Ssin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2,13	1,51	0	-0,25	0,96825	5,0818	-1,270439	4,9203872	2,1999	15,9049	0,438	2,15513	25,55	12,9813
-2	2,63	3,07	0	-0,167	0,98601	12,757	-2,12618	12,578649	2,6673	19,2846	0,438	5,509448	24,77	31,5929
-1	2,63	4,34	0	-0,083	0,99652	18,034	-1,50287	17,971707	2,6392	19,0813	0,438	7,871608	24,13	43,5171
0	2,63	5,3	0	0	1	22,024	0	22,02362	2,63	19,0149	0,438	9,646346	23,65	52,0859
1	2,63	6,07	0	0,0833	0,99652	25,223	2,1019398	25,135545	2,6392	19,0813	0,438	11,00937	23,27	58,682
2	2,63	6,52	0	0,1667	0,98601	27,093	4,5155347	26,714263	2,6673	19,2846	0,438	11,70085	23,04	62,4228
3	2,63	6,71	0	0,25	0,96825	27,883	6,9706835	26,997341	2,7163	19,6385	0,438	11,82484	22,95	63,9769
4	2,63	6,57	0	0,3333	0,94281	27,301	9,100326	25,739609	2,7895	20,1683	0,438	11,27395	23,02	62,8332
5	2,63	6,08	0	0,4167	0,90906	25,265	10,527013	22,967232	2,8931	20,9171	0,438	10,05965	23,26	58,766
6	2,63	5,17	0	0,5	0,86603	21,483	10,741709	18,605186	3,0369	21,9565	0,438	8,149071	23,72	50,9479
7	2,63	3,76	0	0,5833	0,81223	15,624	9,1141773	12,690573	3,238	23,4107	0,438	5,558471	24,42	38,1546
8	1,1	9,95	0	0,6667	0,74536	17,293	11,528733	12,889516	1,4758	10,6701	0,438	5,645608	21,33	36,8775
somme							59,700629			228,413		100,4043		572,838

Kss	5,50777
Kas	4,03671

ANNEXE A'

Pour R=30,03 m :

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	1,43	0,96	0	-0,333	0,94281	2,169	-0,723008	2,0449754	1,5167	10,9661	0,438	0,895699	29,55	6,40947
-3	3,003	2,74	0	-0,25	0,96825	13,001	-3,250147	12,587765	3,1015	22,4237	0,438	5,513441	28,66	37,2597
-2	3,003	4,19	0	-0,167	0,98601	19,88	-3,31341	19,602399	3,0456	22,0197	0,438	8,585851	27,94	55,5361
-1	3,003	5,35	0	-0,083	0,99652	25,384	-2,115363	25,296065	3,0135	21,7875	0,438	11,07968	27,36	69,4389
0	3,003	6,35	0	0	1	30,129	0	30,129099	3,003	21,7117	0,438	13,19655	26,86	80,9117
1	3,003	6,75	0	0,0833	0,99652	32,027	2,6689163	31,915596	3,0135	21,7875	0,438	13,97903	26,66	85,368
2	3,003	6,94	0	0,1667	0,98601	32,928	5,4880826	32,467935	3,0456	22,0197	0,438	14,22096	26,56	87,4581
3	3,003	6,82	0	0,25	0,96825	32,359	8,0897817	31,33159	3,1015	22,4237	0,438	13,72324	26,62	86,14
4	3,003	6,33	0	0,3333	0,94281	30,034	10,011401	28,316519	3,1852	23,0287	0,438	12,40264	26,87	80,6869
5	3,003	5,35	0	0,4167	0,90906	25,384	10,576816	23,075889	3,3034	23,8837	0,438	10,10724	27,36	69,4389
6	3,003	3,78	0	0,5	0,86603	17,935	8,9675586	15,532267	3,4676	25,0705	0,438	6,803133	28,14	50,4694
7	0,75	1,05	0	0,5833	0,81223	1,2443	0,7258125	1,0106207	0,9234	6,67604	0,438	0,442652	29,51	3,67116
somme							37,126441			243,798		110,9501		712,788

Kss	9,55515
Kas	5,82871

ANNEXE A'

Pour R=26,07 m :

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \varnothing	N*tang \varnothing	dn	a*Gn*dn
-4	0,2	0,16	0	-0,308	0,95149	0,0506	-0,015557	0,0481071	0,2102	1,51973	0,438	0,021071	25,99	0,13141
-3	2,607	2,01	0	-0,231	0,97301	8,2793	-1,91061	8,0558397	2,6793	19,3715	0,438	3,528458	25,07	20,7521
-2	2,607	3,55	0	-0,154	0,98809	14,623	-2,24964	14,448577	2,6384	19,0757	0,438	6,328477	24,3	35,5258
-1	2,607	4,82	0	-0,077	0,99704	19,854	-1,527221	19,795043	2,6147	18,9046	0,438	8,670229	23,66	46,9743
0	2,607	5,8	0	0	1	23,891	0	23,890548	2,607	18,8486	0,438	10,46406	23,17	55,3544
1	2,607	6,56	0	0,0769	0,99704	27,021	2,078541	26,940971	2,6147	18,9046	0,438	11,80015	22,79	61,5809
2	2,607	7,03	0	0,1538	0,98809	28,957	4,4549218	28,612253	2,6384	19,0757	0,438	12,53217	22,56	65,3125
3	2,607	7,23	0	0,2308	0,97301	29,781	6,8724932	28,976976	2,6793	19,3715	0,438	12,69192	22,46	66,8728
4	2,607	7,12	0	0,3077	0,95149	29,328	9,0239099	27,9049	2,7399	19,8097	0,438	12,22235	22,51	66,0167
5	2,607	6,67	0	0,3846	0,92308	27,474	10,566973	25,360736	2,8243	20,4193	0,438	11,108	22,74	62,4624
6	2,607	5,81	0	0,4615	0,88712	23,932	11,045418	21,230329	2,9387	21,247	0,438	9,298884	23,17	55,4379
7	2,607	4,44	0	0,5385	0,84265	18,289	9,8477219	15,410913	3,0938	22,3683	0,438	6,74998	23,85	43,6184
8	1,69	2,32	0	0,6154	0,78823	6,1949	3,812224	4,882959	2,1441	15,5015	0,438	2,138736	24,91	15,4314
somme							51,999175			234,418		107,5545		595,471

Kss	6,57649
Kas	4,56935

ANNEXE A'

Pour R=26,6 m :

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	1,02	0,82	0	-0,308	0,95149	1,3215	-0,406619	1,2574001	1,072	7,75061	0,438	0,550741	22,19	2,93244
-3	2,26	2,42	0	-0,231	0,97301	8,6413	-1,994154	8,4080935	2,3227	16,7931	0,438	3,682745	21,39	18,4838
-2	2,26	3,76	0	-0,154	0,98809	13,426	-2,06557	13,266366	2,2872	16,5367	0,438	5,810669	20,72	27,8191
-1	2,26	4,85	0	-0,077	0,99704	17,318	-1,332183	17,267066	2,2667	16,3884	0,438	7,562975	20,18	34,9398
0	2,26	5,72	0	0	1	20,425	0	20,424976	2,26	16,3398	0,438	8,946139	19,74	40,3189
1	2,26	6,36	0	0,0769	0,99704	22,71	1,7469452	22,642998	2,2667	16,3884	0,438	9,917633	19,42	44,1034
2	2,26	6,77	0	0,1538	0,98809	24,174	3,7191255	23,886516	2,2872	16,5367	0,438	10,46229	19,22	46,4509
3	2,26	6,94	0	0,2308	0,97301	24,781	5,7187735	24,112466	2,3227	16,7931	0,438	10,56126	19,13	47,4067
4	2,26	6,85	0	0,3077	0,95149	24,46	7,5261477	23,273326	2,3752	17,1729	0,438	10,19372	19,18	46,902
5	2,26	6,46	0	0,3846	0,92308	23,067	8,8720646	21,292955	2,4483	17,7015	0,438	9,326314	19,37	44,6815
6	2,26	5,72	0	0,4615	0,88712	20,425	9,426912	18,119409	2,5476	18,4189	0,438	7,936301	19,74	40,3189
7	2,26	4,53	0	0,5385	0,84265	16,176	8,7100052	13,630475	2,682	19,391	0,438	5,970148	20,34	32,8933
8	2,11	2,71		0,6154	0,78823	9,0346	5,5597526	7,1213139	2,6769	19,3539	0,438	3,119135	21,25	19,194
somme							39,921447			215,565		94,04007		446,445

Kss	7,75535
Kas	5,18813

ANNEXE A'

Stabilité pour le cas de fin de construction (aval)

a	0,1
C	7,23
γ_1	1,58
γ_2	1,8
tang ϕ	0,438

Pour R=25,78 m :

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang ϕ	N*tang ϕ	dn	a*Gn*dn
-2	1,89	1,18	0	-0,182	0,98333	3,5237	-0,640676	3,4649833	1,922	13,8963	0,438	1,517663	25,19	8,87624
-1	2,578	2,55	0	-0,091	0,99586	10,387	-0,944251	10,343752	2,5887	18,7164	0,438	4,530564	24,51	25,4528
0	2,578	3,78	0	0	1	15,397	0	15,396847	2,578	18,6389	0,438	6,743819	23,89	36,7831
1	2,578	4,65	0	0,0909	0,99586	18,941	1,7218696	18,862137	2,5887	18,7164	0,438	8,261616	23,46	44,4251
2	2,578	5,33	0	0,1818	0,98333	21,71	3,9473399	21,348504	2,6217	18,9549	0,438	9,350645	23,12	50,1835
3	2,578	5,72	0	0,2727	0,96209	23,299	6,3542544	22,415703	2,6796	19,3734	0,438	9,818078	22,92	53,4012
4	2,578	5,81	0	0,3636	0,93154	23,666	8,6056452	22,045406	2,7675	20,0087	0,438	9,655888	22,88	54,1349
5	2,578	5,58	0	0,4545	0,89072	22,729	10,331218	20,24497	2,8943	20,9256	0,438	8,867297	22,99	52,2532
6	2,578	4,92	0	0,5455	0,83814	20,04	10,931095	16,796619	3,0759	22,2384	0,438	7,356919	23,32	46,7341
7	2,578	3,08	0	0,6364	0,77139	12,546	7,9835504	9,6775245	3,342	24,1628	0,438	4,238756	24,24	30,4105
8	1,8	2,1	0	0,7273	0,68635	5,9724	4,3435636	4,0991483	2,6226	18,9612	0,438	1,795427	24,73	14,7697
somme							52,633609			214,593		72,13667		417,424

Kss	5,44766
Kas	4,16605

ANNEXE A'

Pour R=22,4 m :

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	0,57	0,49	0	-0,286	0,95831	0,4413	-0,126084	0,4228986	0,5948	4,30036	0,438	0,18523	22,16	0,97769
-3	2,24	2,22	0	-0,214	0,97677	7,857	-1,683648	7,6745134	2,2933	16,5803	0,438	3,361437	21,29	16,7276
-2	2,24	3,76	0	-0,143	0,98974	13,307	-1,901056	13,170902	2,2632	16,363	0,438	5,768855	20,52	27,3068
-1	2,24	4,93	0	-0,071	0,99745	17,448	-1,246304	17,403688	2,2457	16,2367	0,438	7,622815	19,94	34,7831
0	2,24	5,94	0	0	1	21,023	0	21,022848	2,24	16,1952	0,438	9,208007	19,43	40,8474
1	2,24	6,72	0	0,0714	0,99745	23,783	1,698816	23,722674	2,2457	16,2367	0,438	10,39053	19,04	45,2836
2	2,24	7,28	0	0,1429	0,98974	25,765	3,680768	25,501109	2,2632	16,363	0,438	11,16949	18,76	48,3358
3	2,24	7,64	0	0,2143	0,97677	27,039	5,794176	26,411388	2,2933	16,5803	0,438	11,56819	18,58	50,2394
4	2,24	7,65	0	0,2857	0,95831	27,075	7,73568	25,946259	2,3374	16,8997	0,438	11,36446	18,58	50,2916
5	2,24	7,42	0	0,3571	0,93405	26,261	9,37888	24,528954	2,3982	17,3387	0,438	10,74368	18,69	49,0816
6	2,24	6,84	0	0,4286	0,90351	24,208	10,374912	21,872235	2,4792	17,9248	0,438	9,580039	18,98	45,947
7	2,24	5,81	0	0,5	0,86603	20,563	10,281376	17,807866	2,5865	18,7006	0,438	7,799845	19,5	40,0871
8	2,24	4,13	0	0,5714	0,82065	14,617	8,352512	11,995382	2,7295	19,7346	0,438	5,253977	20,34	29,7235
9	0,21	0,38	0	0,6429	0,76599	0,1261	0,081054	0,0965786	0,2742	1,98215	0,438	0,042301	22,21	0,28003
somme							52,421082			211,436		104,0589		479,912

Kss	6,01848
Kas	4,27235

ANNEXE A'

Pour R=27 88 m :

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	0,65	0,47	0	-0,25	0,96825	0,4827	-0,120673	0,4673626	0,6713	4,85362	0,438	0,204705	27,65	1,3344
-2	2,788	2,31	0	-0,167	0,98601	10,176	-1,69594	10,033319	2,8275	20,4432	0,438	4,394594	26,73	27,1944
-1	2,788	3,85	0	-0,083	0,99652	16,959	-1,413284	16,900415	2,7977	20,2276	0,438	7,402382	25,96	44,0181
0	2,788	4,94	0	0	1	21,761	0	21,760898	2,788	20,1572	0,438	9,531273	25,41	55,2944
1	2,788	6,08	0	0,0833	0,99652	26,783	2,2318869	26,689486	2,7977	20,2276	0,438	11,68999	24,84	66,5281
2	2,788	6,4	0	0,1667	0,98601	28,192	4,6987093	27,797939	2,8275	20,4432	0,438	12,1755	24,68	69,5785
3	2,788	7,17	0	0,25	0,96825	31,584	7,8960342	30,581209	2,8794	20,8183	0,438	13,39457	24,3	76,7337
4	2,788	7,24	0	0,3333	0,94281	31,892	10,63083	30,068528	2,9571	21,38	0,438	13,17002	24,26	77,3712
5	2,788	6,94	0	0,4167	0,90906	30,571	12,737907	27,790833	3,0669	22,1737	0,438	12,17238	24,41	74,6238
6	2,788	6,22	0	0,5	0,86603	27,399	13,699674	23,728532	3,2193	23,2756	0,438	10,3931	24,77	67,8682
7	2,788	4,93	0	0,5833	0,81223	21,717	12,668161	17,639137	3,4325	24,8171	0,438	7,725942	25,42	55,1934
8	1,25	1,89	0	0,6667	0,74536	3,7328	2,4885	2,7822276	1,6771	12,1251	0,438	1,218616	26,94	10,0542
somme							63,821806			230,942		103,4731		625,792

Kss	5,23983
Kas	3,87648

ANNEXE A'

Pour R=21,99m :

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	0,14	0,11	0	-0,286	0,95831	0,0243	-0,006952	0,0233177	0,1461	1,05623	0,438	0,010213	21,94	0,05337
-3	2,199	1,82	0	-0,214	0,97677	6,3234	-1,355024	6,1765573	2,2513	16,2769	0,438	2,705332	21,08	13,3298
-2	2,199	3,28	0	-0,143	0,98974	11,396	-1,628014	11,279211	2,2218	16,0635	0,438	4,940295	20,35	23,1911
-1	2,199	4,46	0	-0,071	0,99745	15,496	-1,106851	15,456332	2,2046	15,9395	0,438	6,769874	19,76	30,6199
0	2,199	5,47	0	0	1	19,005	0	19,005077	2,199	15,8988	0,438	8,324224	19,26	36,5943
1	2,199	6,24	0	0,0714	0,99745	21,68	1,5485986	21,625003	2,2046	15,9395	0,438	9,471751	18,87	40,9109
2	2,199	6,79	0	0,1429	0,98974	23,591	3,3701874	23,349343	2,2218	16,0635	0,438	10,22701	18,6	43,868
3	2,199	7,1	0	0,2143	0,97677	24,668	5,2860819	24,095361	2,2513	16,2769	0,438	10,55377	18,44	45,4885
4	2,199	7,17	0	0,2857	0,95831	24,912	7,1175975	23,873148	2,2947	16,5903	0,438	10,45644	18,41	45,8498
5	2,199	6,92	0	0,3571	0,93405	24,043	8,5867809	22,457346	2,3543	17,0213	0,438	9,836318	18,53	44,5517
6	2,199	6,35	0	0,4286	0,90351	22,063	9,4553859	19,933704	2,4338	17,5967	0,438	8,730962	18,82	41,5107
7	2,199	5,21	0	0,5	0,86603	18,102	9,0508641	15,676556	2,5392	18,3583	0,438	6,866332	19,39	35,0902
8	2,199	3,7	0	0,5714	0,82065	12,855	7,3459166	10,549769	2,6796	19,3733	0,438	4,620799	20,14	25,8907
9	0,32	0,7	0	0,6429	0,76599	0,3539	0,22752	0,2710978	0,4178	3,02042	0,438	0,118741	21,64	0,76588
somme							47,892092			205,475		93,63206		427,715

Kss	6,24544
-----	---------

ANNEXE A'

Kas	4,44158
-----	---------

Stabilité pour le cas de vidange rapide

a	0,1
C	7,23
γ_1	1,58
γ_2	1,8
tang \varnothing	0,438

Pour R=21,23 m :

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \varnothing	N*tang \varnothing	dn	a*Gn*dn
-4	0,62	0,49	0	-0,308	0,95149	0,48	-0,147694	0,456717	0,6516	4,71116	0,438	0,200042	20,99	1,00729
-3	2,123	1,99	0	-0,231	0,97301	6,6751	-1,540416	6,4949647	2,1819	15,7751	0,438	2,844795	20,24	13,5071
-2	2,123	3,24	0	-0,154	0,98809	10,868	-1,672009	10,738675	2,1486	15,5342	0,438	4,70354	19,61	21,3123
-1	2,123	4,27	0	-0,077	0,99704	14,323	-1,101772	14,280593	2,1293	15,3949	0,438	6,2549	19,1	27,3498
0	2,123	5,08	0	0	1	17,04	0	17,040047	2,123	15,3493	0,438	7,463541	18,69	31,8478
1	2,123	5,68	0	0,0769	0,99704	19,053	1,4655886	18,996199	2,1293	15,3949	0,438	8,320335	18,39	35,0378
2	2,123	5,89	0	0,1538	0,98809	19,757	3,0395481	19,521851	2,1486	15,5342	0,438	8,550571	18,29	36,1258
3	2,123	6,23	0	0,2308	0,97301	20,898	4,8225088	20,333483	2,1819	15,7751	0,438	8,906065	18,12	37,8559
4	2,123	6,14	0	0,3077	0,95149	20,596	6,3371223	19,596469	2,2312	16,1319	0,438	8,583253	18,16	37,4017
5	2,123	5,78	0	0,3846	0,92308	19,388	7,4569558	17,896694	2,2999	16,6284	0,438	7,838752	18,34	35,5577
6	2,123	5,09	0	0,4615	0,88712	17,074	7,8801187	15,146327	2,3931	17,3024	0,438	6,634091	18,69	31,902
7	2,123	3,98	0	0,5385	0,84265	13,35	7,1886086	11,249609	2,5194	18,2155	0,438	4,927329	19,24	25,6859
8	2,123	2,28	0	0,6154	0,78823	7,6479	4,706397	6,0282774	2,6934	19,4732	0,438	2,640385	20,09	15,3646
somme							38,434957			201,22		77,8676		349,956

ANNEXE A'

Kss	7,2613
Kas	5,08181

Pour R=32,2m :

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	0,78	0,5	0	-0,25	0,96825	0,6162	-0,15405	0,5966331	0,8056	5,82435	0,438	0,261325	31,95	1,96876
-2	3,22	2,42	0	-0,167	0,98601	12,312	-2,051999	12,139788	3,2657	23,6108	0,438	5,317227	30,99	38,1549
-1	3,22	3,99	0	-0,083	0,99652	20,3	-1,691627	20,228917	3,2312	23,3619	0,438	8,860266	30,21	61,3147
0	3,22	5,22	0	0	1	26,557	0	26,557272	3,22	23,2806	0,438	11,63209	29,59	78,583
1	3,22	6,13	0	0,0833	0,99652	31,187	2,5989157	31,078511	3,2312	23,3619	0,438	13,61239	29,14	90,8633
2	3,22	6,71	0	0,1667	0,98601	34,138	5,6896327	33,660321	3,2657	23,6108	0,438	14,74322	28,85	98,4705
3	3,22	6,95	0	0,25	0,96825	35,359	8,839705	34,23603	3,3256	24,0441	0,438	14,99538	28,73	101,568
4	3,22	6,82	0	0,3333	0,94281	34,697	11,565811	32,713053	3,4153	24,6928	0,438	14,32832	28,79	99,8939
5	3,22	6,27	0	0,4167	0,90906	31,899	13,291355	28,998313	3,5421	25,6095	0,438	12,70126	29,07	92,7152
6	3,22	5,22	0	0,5	0,86603	26,557	13,278636	22,999272	3,7181	26,8821	0,438	10,07368	29,59	78,583
7	3,22	3,53	0	0,5833	0,81223	17,959	10,476216	14,587075	3,9644	28,6625	0,438	6,389139	30,44	54,6589
8	0,52	0,71	0	0,6667	0,74536	0,5833	0,3888907	0,434793	0,6977	5,04403	0,438	0,190439	31,85	1,85763
somme							62,231486			257,985		113,1047		798,632

Kss	5,96306
Kas	4,26375

ANNEXE A'

Pour R=33,6 m :

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	dn	a*Gn*dn
-3	2,4	1,66	0	-0,231	0,97301	6,2947	-1,452628	6,1248161	2,4666	17,8333	0,438	2,682669	32,77	20,6278
-2	3,36	3,62	0	-0,154	0,98809	19,218	-2,956593	18,989064	3,4005	24,5855	0,438	8,31721	31,79	61,0936
-1	3,36	5,22	0	-0,077	0,99704	27,712	-2,131687	27,629826	3,37	24,365	0,438	12,10186	30,99	85,8793
0	3,36	6,49	0	0	1	34,454	0	34,454112	3,36	24,2928	0,438	15,0909	30,36	104,585
1	3,36	7,43	0	0,0769	0,99704	39,444	3,0341834	39,327511	3,37	24,365	0,438	17,22545	29,89	117,88
2	3,36	8,03	0	0,1538	0,98809	42,63	6,5584098	42,12215	3,4005	24,5855	0,438	18,4495	29,59	126,12
3	3,36	8,28	0	0,2308	0,97301	43,957	10,143892	42,770403	3,4532	24,9667	0,438	18,73344	29,46	129,497
4	3,36	8,14	0	0,3077	0,95149	43,214	13,296502	41,117162	3,5313	25,5314	0,438	18,00932	29,53	127,61
5	3,36	7,7	0	0,3846	0,92308	40,878	15,722215	37,733317	3,64	26,3172	0,438	16,52719	29,75	121,611
6	3,36	6,48	0	0,4615	0,88712	34,401	15,877396	30,517843	3,7875	27,3839	0,438	13,36682	30,36	104,442
7	3,36	4,52	0	0,5385	0,84265	23,996	12,920802	20,220043	3,9874	28,829	0,438	8,856379	31,34	75,2028
8	0,53	0,73	0	0,6154	0,78823	0,6113	0,3761858	0,4818447	0,6724	4,86142	0,438	0,211048	33,24	2,03166
somme							71,388678			277,917		149,5718		1076,58

Kss	5,98818
Kas	4,13313

ANNEXE A'

Pour R=23,77 m :

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \varnothing	N*tang \varnothing	dn	a*Gn*dn
-4	0,99	0,79	0	-0,308	0,95149	1,2357	-0,380221	1,1757683	1,0405	7,52265	0,438	0,514987	23,38	2,88849
-3	2,377	2,47	0	-0,231	0,97301	9,2765	-2,140726	9,0260942	2,4429	17,6624	0,438	3,953429	22,54	20,9045
-2	2,377	3,88	0	-0,154	0,98809	14,572	-2,24184	14,398479	2,4056	17,3928	0,438	6,306534	21,83	31,8106
-1	2,377	5,08	0	-0,077	0,99704	19,079	-1,467596	19,022223	2,3841	17,2368	0,438	8,331734	21,23	40,5042
0	2,377	5,95	0	0	1	22,346	0	22,346177	2,377	17,1857	0,438	9,787626	20,8	46,4689
1	2,377	6,62	0	0,0769	0,99704	24,862	1,9124976	24,788802	2,3841	17,2368	0,438	10,8575	20,46	50,8686
2	2,377	7,06	0	0,1538	0,98809	26,515	4,0792246	26,199294	2,4056	17,3928	0,438	11,47529	20,24	53,6663
3	2,377	7,23	0	0,2308	0,97301	27,153	6,2661743	26,420511	2,4429	17,6624	0,438	11,57218	20,16	54,7277
4	2,377	7,13	0	0,3077	0,95149	26,778	8,2393402	25,478753	2,4982	18,062	0,438	11,15969	20,21	54,1047
5	2,377	6,72	0	0,3846	0,92308	25,238	9,7069366	23,296648	2,5751	18,6179	0,438	10,20393	20,41	51,5108
6	2,377	5,94	0	0,4615	0,88712	22,309	10,296286	19,790428	2,6795	19,3725	0,438	8,668207	20,8	46,4019
7	2,377	4,69	0	0,5385	0,84265	17,614	9,484486	14,842477	2,8209	20,3948	0,438	6,501005	21,43	37,7381
8	2,16	2,76	0	0,6154	0,78823	9,4193	5,7965095	7,4245685	2,7403	19,8126	0,438	3,251961	22,39	21,0899
somme							49,551072			225,552		102,5841		512,685

Kss	6,62218
Kas	4,61386

ANNEXE A'

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal

a	0,1
C	7,23
γ_1	1,58
γ_2	1,8
tangø	0,438

Pour R=28,07m :

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	2,69	1,76	0	-0,182	0,98333	7,4804	-1,360064	7,3556707	2,7356	19,7784	0,438	3,221784	27,19	20,3391
-1	2,807	3,31	0	-0,091	0,99586	14,68	-1,33455	14,619261	2,8187	20,379	0,438	6,403236	26,42	38,7773
0	2,807	4,59	0	0	1	20,357	0	20,356925	2,807	20,2946	0,438	8,916333	25,78	52,47
1	2,807	5,55	0	0,0909	0,99586	24,615	2,2376894	24,512659	2,8187	20,379	0,438	10,73654	25,3	62,2626
2	2,807	6,24	0	0,1818	0,98333	27,675	5,0317772	27,213496	2,8546	20,6386	0,438	11,91951	24,95	69,0486
3	2,807	6,64	0	0,2727	0,96209	29,449	8,0314905	28,332435	2,9176	21,0943	0,438	12,40961	24,75	72,8858
4	2,807	6,72	0	0,3636	0,93154	29,804	10,837674	27,763278	3,0133	21,7861	0,438	12,16032	24,71	73,6447
5	2,807	6,43	0	0,4545	0,89072	28,517	12,962471	25,401151	3,1514	22,7844	0,438	11,1257	24,86	70,8801
6	2,807	5,65	0	0,5455	0,83814	25,058	13,668049	21,002197	3,3491	24,2139	0,438	9,198962	25,25	63,2591
7	2,807	4,44	0	0,6364	0,77139	19,692	12,53106	15,189939	3,6389	26,3092	0,438	6,653193	25,85	50,903
8	1,34	1,93	0	0,7273	0,68635	4,0862	2,9717789	2,8045548	1,9524	14,1156	0,438	1,228395	27,11	11,0756
somme							65,577376			231,773		93,97359		585,546

Kss	4,96736
Kas	3,76857

ANNEXE A'

Pour R=27,5 m :

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	1,27	0,94	0	-0,25	0,96825	1,8862	-0,471551	1,8263092	1,3117	9,48323	0,438	0,799923	27,03	5,09841
-2	2,75	2,68	0	-0,167	0,98601	11,645	-1,940767	11,48173	2,789	20,1645	0,438	5,028998	26,16	30,4623
-1	2,75	4,18	0	-0,083	0,99652	18,162	-1,513508	18,098927	2,7596	19,9519	0,438	7,92733	25,41	46,1499
0	2,75	5,41	0	0	1	23,506	0	23,50645	2,75	19,8825	0,438	10,29583	24,8	58,2842
1	2,75	6,4	0	0,0833	0,99652	27,808	2,3173333	27,711276	2,7596	19,9519	0,438	12,13754	24,3	67,5734
2	2,75	7,08	0	0,1667	0,98601	30,763	5,1271	30,332333	2,789	20,1645	0,438	13,28556	23,96	73,7072
3	2,75	7,47	0	0,25	0,96825	32,457	8,1142875	31,4265	2,8402	20,5346	0,438	13,76481	23,77	77,1344
4	2,75	7,54	0	0,3333	0,94281	32,761	10,920433	30,88765	2,9168	21,0886	0,438	13,52879	23,73	77,7426
5	2,75	7,25	0	0,4167	0,90906	31,501	13,125521	28,636506	3,0251	21,8715	0,438	12,54279	23,88	75,2092
6	2,75	6,53	0	0,5	0,86603	28,373	14,186425	24,571609	3,1754	22,9583	0,438	10,76236	24,24	68,7616
7	2,75	5,14	0	0,5833	0,81223	22,333	13,027758	18,13984	3,3857	24,4788	0,438	7,94525	24,93	55,6769
8	1,37	2	0	0,6667	0,74536	4,3292	2,8861333	3,2267952	1,838	13,2891	0,438	1,413336	26,5	11,4724
somme							65,779166			233,819		109,4325		647,273

Kss	5,21825
Kas	3,8431

ANNEXE A'

Pour R=27 m :

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \varnothing	N*tang \varnothing	dn	a*Gn*dn
-3	1,35	0,95	0	-0,25	0,96825	2,0264	-0,506588	1,962005	1,3943	10,0806	0,438	0,859358	26,53	5,37489
-2	2,7	2,79	0	-0,167	0,98601	11,902	-1,98369	11,735668	2,7383	19,7979	0,438	5,140223	25,61	30,4754
-1	2,7	4,28	0	-0,083	0,99652	18,258	-1,52154	18,194972	2,7094	19,5891	0,438	7,969398	24,86	45,3906
0	2,7	5,49	0	0	1	23,42	0	23,42034	2,7	19,521	0,438	10,25811	24,26	56,806
1	2,7	6,47	0	0,0833	0,99652	27,601	2,300085	27,505016	2,7094	19,5891	0,438	12,0472	23,77	65,5938
2	2,7	7,11	0	0,1667	0,98601	30,331	5,05521	29,907026	2,7383	19,7979	0,438	13,09928	23,45	71,1116
3	2,7	7,49	0	0,25	0,96825	31,952	7,988085	30,93772	2,7885	20,1612	0,438	13,55072	23,26	74,3052
4	2,7	7,56	0	0,3333	0,94281	32,251	10,75032	30,406497	2,8638	20,7051	0,438	13,31805	23,22	74,8867
5	2,7	7,27	0	0,4167	0,90906	31,014	12,922425	28,193403	2,9701	21,4738	0,438	12,34871	23,37	72,4638
6	2,7	6,57	0	0,5	0,86603	28,028	14,01381	24,272631	3,1177	22,5409	0,438	10,63141	23,72	66,4675
7	2,7	5,28	0	0,5833	0,81223	22,524	13,13928	18,295123	3,3242	24,0337	0,438	8,013264	24,36	54,8696
8	1,49	2,2	0	0,6667	0,74536	5,1792	3,4528267	3,8603776	1,999	14,4531	0,438	1,690845	25,9	13,4142
somme							65,610224			231,744		108,9266		631,159

Kss	5,19233
Kas	3,82834

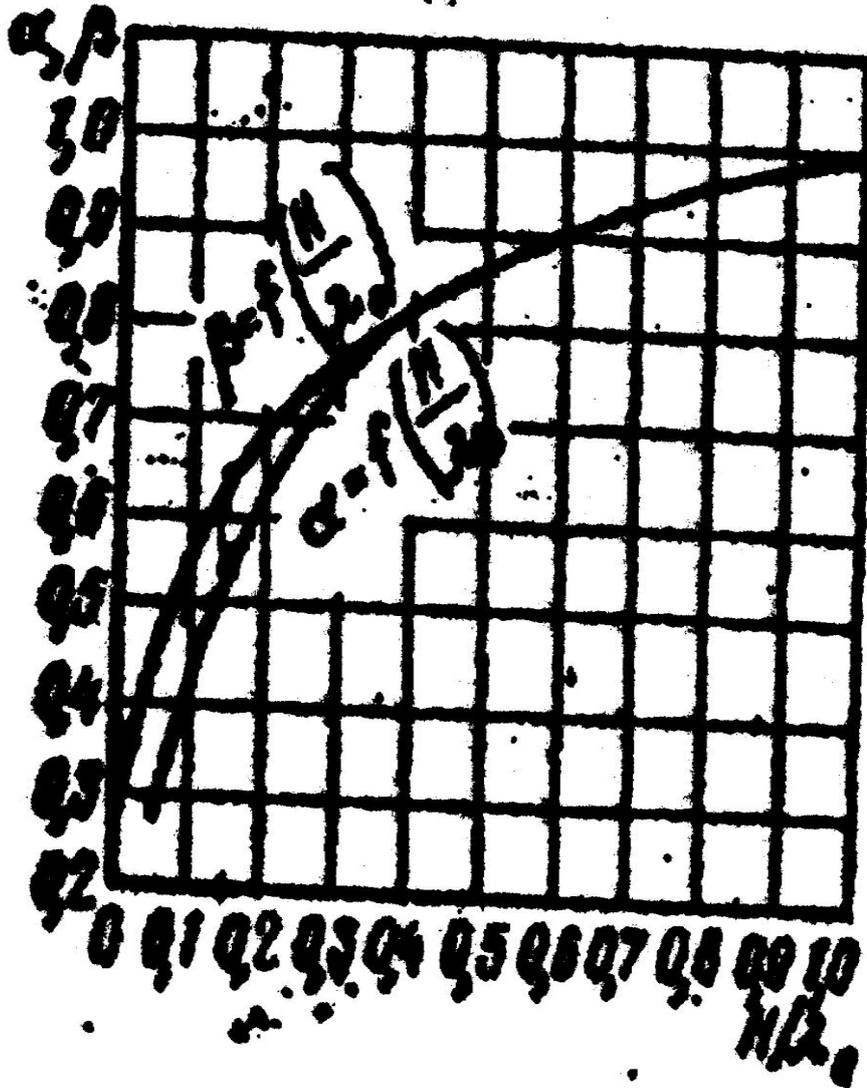
ANNEXE A'

Pour R=26,5 m :

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \emptyset	N*tang \emptyset	dn	a*Gn*dn
-3	2	1,52	0	-0,167	0,98601	4,8032	-0,800533	4,7360191	2,0284	14,6651	0,438	2,074376	25,74	12,3634
-2	2,65	3,26	0	-0,083	0,99652	13,65	-1,137468	13,602143	2,6592	19,2264	0,438	5,957739	24,87	33,9466
-1	2,65	4,72	0	0	1	19,763	0	19,76264	2,65	19,1595	0,438	8,656036	24,14	47,707
0	2,65	5,92	0	0,0833	0,99652	24,787	2,0655867	24,700824	2,6592	19,2264	0,438	10,81896	23,54	58,3487
1	2,65	6,88	0	0,1667	0,98601	28,807	4,8010933	28,403651	2,6876	19,4313	0,438	12,4408	23,06	66,4279
2	2,65	7,47	0	0,25	0,96825	31,277	7,8192225	30,283719	2,7369	19,7878	0,438	13,26427	22,77	71,2018
3	2,65	7,88	0	0,3333	0,94281	32,994	10,997853	31,106627	2,8107	20,3217	0,438	13,6247	22,56	74,4335
4	2,65	7,94	0	0,4167	0,90906	33,245	13,851992	30,221478	2,9151	21,0762	0,438	13,23701	22,53	74,9005
5	2,65	7,67	0	0,5	0,86603	32,114	16,057145	27,811791	3,06	22,1235	0,438	12,18156	22,67	72,787
6	2,65	6,98	0	0,5833	0,81223	29,225	17,048068	23,737717	3,2626	23,5887	0,438	10,39712	23,01	67,2473
7	2,65	5,39	0	0,6667	0,74536	22,568	15,045287	16,821142	3,5553	25,7052	0,438	7,36766	23,81	53,723
8	1,59	2,4	0	0	1	6,0293	0	6,02928	1,59	11,4957	0,438	2,640825	25,3	15,2541
somme							85,748246			235,807		112,6611		648,341

Kss	4,06386
Kas	3,16175

ANNEXE A



Abaque $\alpha, \beta = f\left(\frac{H}{\lambda_0}\right)$