

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 D'UNE RETENUE COLLINAIRE SUR
OUED SANEG (W.MEDEA)**

PRESENTE PAR :
RAMDANI FATIHA

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M.K.MIHOB	professeur	Président
D.DJOUDAR	Maître de Conférences (B)	Examineur
A.ADDOU	Maître Assistante (A)	Examinatrice
I.ZAIBAK	Maître Assistant (B)	Examineur
A.HADJ SADOK	Maître de Conférences (A)	Promoteur

Session : septembre ; 2016

Remerciements

Je remercie Dieu tout puissant pour la volonté, la
santé et la patience qu'il
ma donné durant toutes ces années d'étude.

Au terme de ce travail, il m'est agréable de remercier
tous ceux qui ont
contribué à sa réalisation et en particulier :

Mr. A.HADJ SADOK, qui a accepté de diriger
ce travail, je lui exprime ici toute ma gratitude.

Mr. M.K.MIHOBİ , qui a en la bienveillance
d'accepter de juger ce
travail et de présider le jury de soutenance.

Mme A.ADDOU, Mme D.DJOUDAR, Mr.ZAIBEK
d'avoir accepter de juger ce travail.

Mes remerciements vont également à :

Mes Enseignants, et doctorants du l'école
d'hydraulique, pour leur
soutien moral et leur accueil chaleureux.

Mes collègues et amis pour leur soutien et leur aide
durant ce travail.

Dédicace

*A l'âme de ma mère Qui a toujours été l'étoile de
mon ciel, Que dieu l'accueille en son vaste
paradis.*

*Je dédie ce travail en signe de reconnaissance et
de respect A mon père*

à mes chers frères BILEL ET KARIM

A mes chères sœurs ZOHOR, ILHEM ET FERIEL

A mes chère amis (e) : LYNDA, SIHEM, ABIR,

KENZA, FARIDA, SARAH, AMINA,

HICHEM ET KADER

*a «HAROÛN » qui m'a aidé et encouragé
durant mon*

Cycle d'étude.

A tous mes amies de l'ENSH

Ramdaní fatiha

ملخص:

في إطار التنمية الزراعية في الجزائر والتي تركز على تصميم سدود من نوع متجانس وغالبا ما تكون الأكثر اقتصادا وسهولة الانجاز لزيادة قدرة تخزين المياه لسقي الأراضي الزراعية المجاورة لذلك فان مديرية الموارد المائية لولاية المدية قد برمجت مجموعة من النشاطات لدراسة مجموعة من الحواجز المائية من بينها حاجز واد سانق ببلدية سانق. ولهذا فان هذه الدراسة تهدف الى توضيح مختلف الجوانب الطبوغرافية والجيولوجية والهيدرولوجية للحاجز المائي مع تحديد نوعه و تحقيق ثباته.

Résumé

Dans le cadre de développement agricole en Algérie qui est basée sur la conception des barrages de type homogène sont souvent les plus économique et facile a réalisé d'augmenter la capacité de stockage de l'eau pour irriguer les terres agricoles environnantes. la direction des ressources en eaux de la wilaya de MEDEA a programmé des études des retenues collinaires parmi les la retenue collinaire sur oued SANEG commune de SANEG.

De ce fait, l'étude a pour objectif de mettre en exergue les différents aspects topographique, géologique et hydrologique de la retenue a fin de fixer le type de la digue et vérifier la stabilité de l'ouvrage.

Abstract

In the context of agricultural development in Algeria which is based on the design of homogeneous type dams are often the most economical and easily achieved to increase the water storage capacity to make the possibility of irrigating the neighbouring arable lands. The water Resources Direction of the Wilaya of MEDEA programmed studies of small dams. One of these dams was on Oued SANEG in SANEG.

Therefore, this study aimed at illustrating the different topographical, geological and hydrological aspects of the dam to fix the kind of the body of the dam and check their stability

Sommaire

Introduction générale	1
CHAPITRE I : Etude topographique	
I.1 Introduction	2
I.2 Situation géologique du site	2
I.3 Morphologie	2
I.4 Choix de l'axe	3
I.5 Conclusion	4
CHAPITRE II : Etude géologique et géotechnique	
II.1 Introduction	5
II.2 Etude géologique	5
II.2.1 Stratigraphie	5
II.2.1.1 Le Secondaire	6
II.2.1.2 Le Tertiaire	6
II.2.1.3 Le Quaternaire	8
II.2.2 Tectonique.....	9
II.2.3 Géologie locale	9
II.2.3.1 Description générale.....	9
II.2.3.2 Lithologie.....	10
II.2.3.3 Calcaires à silex et marno-calcaires du l'yprésien-Thanétien	10
II.2.3.4 Marnes du Dano-Montien	10
II.2.3.5 Colluvions	10
II.2.3.6 Terrasses alluvionnaires	10
II.2.3.7 Lit de l'Oued	11
II.2.3.8 Géologie de la cuvette	11
II.2.4 Conclusions	11
II.3 Etude géotechnique	11
II.3.1 Travaux de reconnaissance effectués	11
II.3.2 Puits	11
II.3.3 Essais géotechniques.....	12
II.3.3.1 Essais physiques	12
II.3.3.1 Essais mécaniques	16
II.3.3.3 Essais chimiques	17
II.4 Conclusions	17
CHAPITRE III : Etude hydrologique	
III.1 Introduction	19
III.2 Caractéristiques générales du bassin versant	19
III.2.1 Caractéristiques morpho-métriques	19
III.2.2 Caractéristiques hydrographiques	24
III.2.2.1 Réseau hydrographique	24
III.3 Etude des précipitations	29
III.4 Pluies maximales journalières	29
III.4.1 Homogénéisation de la série des pluies annuelles	29

III. 4.2 Ajustement des pluies maximales journalières	30
III.4.3 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences	33
III.5 Etudes des apports	36
III.5.1 Apport liquides	36
III.5.1.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A_0)	36
III.5.1.2 : Répartition mensuelle de l'apport moyen	38
III.5. 2 Caractéristiques de l'écoulement	38
III.5.3 Apports fréquentiels	39
III. 5.4 Répartition intra annuelle de l'apport à 80 % ($A_{80\%}$).	40
III.5.5 l'apport solide	41
III.6 Etude des crues	42
III.6.1 Hydrogramme de crue	44
III.6.2 Choix de la crue de projet	46
III.7 Régularisation	48
III. 7.1 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$	48
III.7.2 Répartition des besoins	48
III.7.3 Répartition de l'évaporation	49
III.7.4 Courbes Hauteur – capacités – surface :.....	49
III.7.5 Calcul de volume utile	51
III.7.5.1 Détermination de la période de bonne hydraulité	52
III.7.5 .2 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	52
III.7.5.3 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	55
III.8 Laminage des crues	59
III.8.1 Méthode de KOTCHERINE	61
III.8.1.1 Estimation du débit de crue laminée	61
III.9 Etude d'optimisation	65
III.9.1 Calcul du coût approximatif de la digue	65
III.9.1.1 Calcul de la revanche	66
III.9.1.2 Largeur en crête	67
III.9.1.3 Calcul du coût de la digue	68
III.9.1.4 Calcul du coût de l'évacuateur de crue	70
III.9.2 Calcul le cout total du barrage	71
III.10 Conclusion	74

CHAPITRE IV : Etude des variantes

IV.1 Introduction	75
IV.2 Choix du type de barrage	75
IV.2.1 Barrages en terre homogènes	75
IV.2.2 Barrages en terre à noyau étanche	75
IV.2.3 Barrages en terre à masque amont	76
IV.3 Définition de profil général du barrage	76
IV.3.1 Hauteur de barrage	76
IV.3.1.1 Calcul de la revanche	76
IV.3.2 Largeur en crête	77

IV.3.3 Longueur de la crête	78
IV.3.4 Choix des pentes des talus	78
IV.4 Protection des talus	79
IV.4 .1 Etanchéité du barrage	81
IV.4.1.1 Noyau	81
IV.4.1.2 les drains	82
IV.4.1. 3 Différents types de drainages et leur dimensionnement	83
IV.1.2.4 Filtres	85
IV.1.3 Masque en béton	85
IV.2 Evaluation du prix total des différents matériaux	85
IV.3 Comparaison financière des trois variantes	86
IV.4 Conclusion	86

CHAPITRE V : Etude de la variante choisie

V.1 Introduction	87
V.2 classification de notre barrage homogène	87
V.3 Clé d'étanchéité	88
V.4 Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre	89
V.5 Calcul des infiltrations	91
V.5 Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite).....	91
V.5.2 Calcul les débits des fuites à travers la fondation	91
V.6 Calcul des filtres	91
V.7 Calcul de stabilité	94
V.7.1 Conséquences de l'instabilité des talus	95
V.7.2 Calcul des forces appliquées à chaque tranche	97
V.7.3 Classement des force	97
V.7.4 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement	98
V.8 Conclusion	100

CHAPITRE VI : Etude des ouvrages annexes

VI.1 Introduction	101
VI.2 Ouvrage de prise d'eau	101
VI.2.1 Type de prise d'eau	101
VI.2.2 Dimensionnement de la prise d'eau	102
VI.3 L'Ouvrage de vidange	103
VI.3.1 Différents types d'ouvrages de vidange	103
V.3.2 Choix de la variante	103
VI.3.3 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange	104
VI.4 L'évacuateur de crue	105
VI.4.2 Différents types des évacuateurs de crues	106
VI.4.3 Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues	106
VI.5 Dimensionnement de chacun des éléments de l'évacuateur de crue.....	106
VI.5.1 Canal d'aménée.....	106
VI.5.2 Déversoir	107
VI.5.3 Chenal d'écoulement.....	109

VI.5.4 Calcul du convergent.....	110
VI.5.5 Le coursier	110
VI.5.6 Dissipateur d'énergie.....	113
VI.5.7 Canal de restitution.....	115
VI.6 Hauteurs des murs bajoyers.....	115
VI.7 Conclusion.....	116

CHAPITRE VII : Organisation de chantier

VII.1 Introduction.....	117
VII.2 Organisation technique de préparation.....	117
VII.3 Participants à l'acte de construire.....	117
VII.4 Ordre d'exécution des travaux.....	117
VII.5 Engins utilisés dans le chantier	118
VII.6 Exécution de l'ouvrage (Planning et phasage des travaux).....	118
VII.6 .1 Réalisation de la digue	119
VII.6 .2 Réalisation de l'évacuateur de crue	120
VII.7 Planification.....	120
VII.7 Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes.....	127
VII.9 Conclusion.....	128

CHAPITRE VIII : Sécurité au travail

VIII.1 Introduction.....	129
VIII.2 Conditions dangereuses dans le chantier	129
VIII. 3 Actions dangereuses	129
VIII.4 Mesures préventives	130
VIII.5 Principales fonctions du service de sécurité.....	130
VIII.6 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.....	131
VIII.7 Conclusion.....	132
Conclusion générale	133

Liste des tableaux

CHAPITRE II : Etude géologique et géotechnique

Tableau II.1 situation des puits.....	12
Tableau II.2 caractéristiques des matériaux de deux zones (granulométrie et limites d'Atterberg)	13
Tableau II. 3 Résultats de l'essai Proctor normal	15
Tableau II.4 Essais de cisaillement	16
Tableau II.5 Résultats d'essais œnométrique et perméabilité.....	17

CHAPITRE III : Etude hydrologique

Tableau III.1 Répartition et courbe hypsométrique	21
Tableau III.2 Calculs des altitudes	22
Tableau III. 3 Détermination de la pente M. Roche Ip	23
Tableau III.4 Classements des pentes	23
Tableau III.5 Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du B.V....	28
Tableau III.7 Répartition inter annuelle des précipitations annuelles : station de Ksar el boukhari	30
Tableau III.8 Paramètres caractéristiques de l'échantillon	31
Tableau III.9 Les pluies maximales journalières fréquentielle	33
Tableau III.10 Pluies de courte durée et l'intensité des pluies pour différents fréquences	34
Tableau III.11 Répartition mensuelle de l'apport moyen	38
Tableau III.12 Répartition mensuelle des apports $A_{80\%}$	40
Tableau III. 13 Valeur de K pour différentes types de perméabilité	41
Tableau III.14 Valeur de γ en fonction de bassin versant	42
Tableau III.15 Calcul de Q_{jmax} par les différentes formules empiriques	43
Tableau III.16 Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	44
Tableau III.17 Récapitulatif des résultats de l'Hydrogramme de la crue	45
Tableau III.18 :Crues de projet recommandé	47
Tableau III.19 Répartition mensuelle des apports	48
Tableau III.20 Répartition des besoins	48
Tableau III.21 Répartition de l'évaporation	49
Tableau III.22 Courbe topographiques et volumétriques	50
Tableau III.23 la période de bonne hydraulicité.....	51
Tableau III.24 Régularisation saisonnière sans tenir compte les pertes	52
Tableau III.25 Régularisation saisonnière sans tenir compte les pertes	54
Tableau III.26 calcules des pertes	57
Tableau III.27 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	58
Tableau III.28 Données de départ	62
Tableau III.29 Détermination de H_a et Q en fonction de b	63
Tableau II.30 Résultat de calcul par la méthode de Kotcherine	65
Tableau III.31 Résultats de calcul de la revanche	67
Tableau III.32 Résultats du calcul de la largeur de la crête	68

Tableau III.33 Calcul des volumes du barrage	69
Tableau III.34 Cout de la digue	69
Tableau III.35 Cout de déversoir.....	70
Tableau III.36 Récapitulatif des coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes.....	71
Tableau III.37 Cout estimatif du barrage	72
Tableau III.38 Caractéristiques du barrage	73

CHAPITRE IV : Etude des variantes

Tableau IV.1 Résultats de calcul de la revanche	77
Tableau IV.2 Récapitulatif des résultats de calcul de largeur en crête	78
Tableau IV.3 Valeurs indicatives des pentes des talus	78
Tableau IV.4 Valeur de C en fonction de la pente du talus et du poids	79
Tableau IV.5 Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues	80
Tableau IV.6 Valeur d' I_{adm} en fonction du type d'ouvrage	82
Tableau IV.7 Etude comparative de différentes variantes	86

CHAPITRE V : Etude de la variante choisie

Tableau V.1 Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation	87
Tableau V.2 Récapitulatif des différentes caractéristiques de la digue	87
Tableau V.3 les coordonnées de parabole du KOZENY	90
Tableau V.4 Récapitulatif des résultats de la 1 ^{ère} couche de filtre	93
Tableau V.5 Récapitulatif des résultats de la 2 ^{ème} couche de filtre	93
Tableau V.6 Coefficient de stabilité des talus	95
Tableau V.7 Les valeurs de K_1 et K_2 en fonction des pentes des talus	96
Tableau V.8 Les valeurs de K_1 et K_2 pour notre cas	96
Tableau V.9 Caractéristiques géotechniques des sols	99
Tableau V.10 Valeurs des Coefficients de sécurité pour les trois cas	100

CHAPITRE VI : Etude des ouvrages annexes

Tableau VI.1 : les coordonnées de profil	108
Tableau VI.2 : Données de calcul	112
Tableau VI.3 calcul de la ligne d'eau	112

CHAPITRE VII : Organisation de chantier

Tableau VII.1 Engins de terrassement.....	118
Tableau VII.2 Symboles des opérations.....	123
Tableau VII.3 Planning de travaux.....	125
Tableau VII.3 Devis estimatif	127

CHAPITRE VIII : Sécurité au travail

Tableau VIII.1 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation	131
--	-----

Liste des figures

CHAPITRE I : Etude topographique

Figure I.1 : Commune de SANEG (source site web)	3
Figure I.2 : Image vue de la digue à partir de la cuvette (source DRE MEDEA)..	
Figure I.3 : Image vue sur la cuvette et sur les zones d'emprunt potentielles (source DRE MEDEA)	4

CHAPITRE II : Etude géologique et géotechnique

Figure II.1 : Extrait de la carte géologique de BOGHAR N°136 au 1/50 000.....	5
Figure II.2 : Zones d'emprunts (source DRE MEDEA)	13

CHAPITRE III : Etude hydrologique

Figure III.1 : Courbe hypsométrique du bassin versant	21
Figure III.2 : Réseau hydrographique du bassin de la retenue	25
Figure III.3 Répartition mensuelle de la précipitation	30
Figure III.6 Représentation des précipitations en fonction de temps pour les différentes fréquences	35
Figure III.7 Représentation des intensités en fonction de temps pour les différentes Fréquences	35
Figure III.8 Répartition mensuelle de l'apport moyen	38
Figure III.9 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$	40
Figure III.10 Les hydrogrammes des crues probables en fonction du temps (Méthode de SOKOLOVSKY)	46
Figure III.11 la courbe capacité – hauteur	51
Figure III.12 la courbe coté – surface	51
Figure III.13 la courbe volumétrique $S = f(V)$	56
Figure III.14 la courbe $H_d = f(Q, q)$	64
Figure III.15 la courbe d'optimisation	72
Figure III.16 Schéma récapitulatif des résultats obtenus (cotes et capacité de barrage)	74

CHAPITRE IV : Etude des variantes

Figure IV.1 le prisme de drainage aval	83
Figure IV.3 : Derain vertical pour barrage en terre	84

CHAPITRE V : Etude de la variante choisie

Figure V.1 Ligne de saturation dans barrage en terre d'après kozeny	89
Figure VI.1 : Dimensions caractéristiques et géométrie du déversoir	107
Figure VI.2 Profil du déversoir	108
Figure VI.3 Ligne d'eau (canal21)	112

CHAPITRE VII : Organisation de chantier

Figure VII.1 Réseau à nœud	124
---	-----

Liste des planches

Planche 1	Coupe géologique le long de l'axe du retenue collinaire oued SANEG	1/5
Planche 2	Plan d'aménagement de la cuvette de la retenue sur oued SANEG	2/5
Planche 3	Coupe transversale de la digue sur oued SANEG	3/5
Planche 4	Schemas de calcul de la stabilité de la digue sur oued SANEG	4/5
Planche 5	profil en long de l'évacuateur de la retenue sur oued SANEG	5/5

:

The image features a stylized, symmetrical graphic of an open book. The central part is a white rectangle with rounded corners, representing the book's cover or endpapers. This central rectangle is flanked by two large, light gray trapezoidal shapes that taper towards the top and bottom, representing the pages. In the center of the white rectangle is a smaller white rectangle with a thin black border. Inside this central rectangle, the words "Introduction" and "Générale" are written in a bold, black, sans-serif font, stacked vertically. At the bottom of the central white rectangle, there are two small, gray, semi-circular shapes that look like the book's spine or binding, each with a white curved line indicating a fold or shadow.

Introduction
Générale

Introduction générale

L'eau est l'un des éléments essentiels du développement durable à cause de son importance dans la vie et sans cet élément la vie serait impossible car est un facteur prépondérant pour toute activité socio-économique, depuis l'aube de l'humanité. Les dernières décennies sont caractérisées par une industrialisation galopante et par une sécheresse intense qui touche l'Algérie du Nord d'une manière générale.

En Algérie, la demande en eau, que sa soit pour l'AEP, l'agriculture ou l'industrie ne cesse de croître et devient de plus en plus difficile à la satisfaire à cause de l'accroissement de la population et l'insuffisance de l'eau. Ceci a obligé les décideurs à construire des ouvrages hydrauliques pour stocker l'eau des précipitations, mais pour satisfaire les besoins des différents secteurs, il est impératif de protéger cette eau contre toutes formes de pollution (industrielle, agricole...).

La construction d'une retenue collinaire sur **OUED SANEG**, dans la wilaya de **MEDEA**, s'inscrit dans cette perspective qui vise à mobiliser les eaux de ruissellement et apports naturels de son bassin versant et les exploiter dans l'irrigation des terres environnantes.

De ce fait, le travail de ce mémoire de fin d'études consistera à concevoir une retenue qui puisse s'adapter aux conditions locales du milieu c'est-à-dire topographique, géologique et hydrologique, et aussi remplirait les objectifs généraux du projet.

CHAPITRE I
Etude
Topographique

I.1 Introduction

La topographie est un paramètre très influent dans l'hydrologie, en particulier sur le temps que mettent des gouttes d'Eau non évaporées et non infiltrées dans le sol à descendre du sommet du bassin versant jusqu'à l'exutoire.

Pour la justification des activités à entreprendre et des ouvrages à projeter, on doit faire une étude topographique qui consiste à rassembler certains documents concernant l'étude à entreprendre (carte d'état major, levé topographique du site).

I.2 Localisation et accès

Le site de Petit barrage de Saneg sur l'Oued du même nom est situé à environ soixante dix km au Sud-est du chef lieu de Wilaya Médéa, et à l'Est de Ksar El Boukhari (une quinzaine de km). Pour y accéder, à partir de Ksar El Boukhari, on prend vers l'Est le CW1 ; sur environ 17 km pour atteindre la localité Meftaha, puis on emprunte vers le Sud-ouest à partir de cette localité une route asphaltée sur environ 6 km menant vers le vieux Saneg, à partir duquel, on emprunte vers la droite une piste d'assez bonne qualité qui mène droit au site de petit barrage.

Les coordonnées UTM de site extraite de la carte au 1/50 000 de ksar el Boukhari

ci après :

Site	X = 491.2 km	Y = 3966.6 km	Z = 740 m
------	--------------	---------------	-----------



Source ANRH BLIDA

Figure I.1 : Situation de la région d'étude SANEG (Echelle 1 :25000)

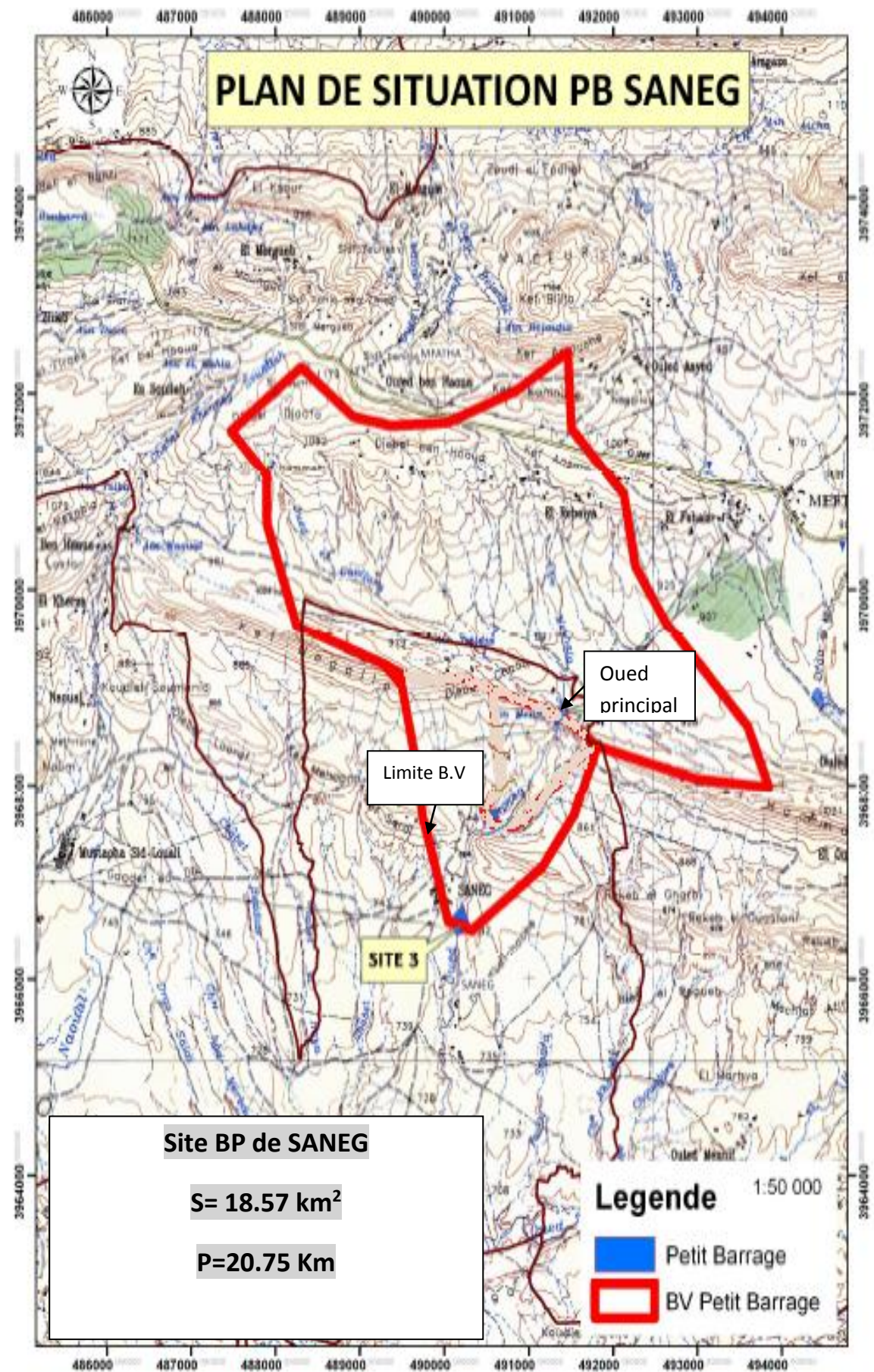


Figure I.2: plan de situation de la retenue collinaire sur oued saneg

I.3 Choix du l'axe de l'ouvrage

Le site de l'ouvrage, doit impérativement répondre aux conditions suivantes :

- Les conditions techniques liées au site comme :
 - ❖ La capacité de la cuvette à emmagasiner le maximum de volume d'eau.
 - ❖ L'étranglement des deux rives d'encrage de la digue qui conditionnera la longueur de la digue.
 - ❖ Moins la hauteur la digue sera réduite, celle-ci moins les volumes de terre à mobiliser seront réduits lors de la confection du corps de la digue en terre saine.
 - ❖ Les conditions géologiques des environs et les possibilités à trouver les matériaux les plus adéquats pour la construction du barrage (terre saine pour le corps de la retenue).
 - ❖ Les bonnes conditions d'écoulement des eaux qui sont tributaires des conditions climatiques et essentiellement les précipitations.
 - ❖ Les conditions d'accès au site de la retenue et les lieux des zones d'emprunts des matériaux nécessaires à la réalisation du projet.



Figure I.3 : vue de la digue a partir de la cuvette (source DRE MEDEA 2016)



Figure I.4 : vue sur la cuvette et sur les zones d’emprunt potentielles(source DRE MEDEA 2016)

I.4 Conclusion

Il est judicieux de profiler des levés topographiques pour faire reporter sur le plan tous les points particuliers dont il est nécessaire de connaître la position précise de notre site et par conséquent une étude topographique est fondamentale.

CHAPITRE II
Etude géologique
et
géotechnique

II.1 Introduction

Les visites de terrain ont permis d'avoir une première idée sur la nature géologique des affleurements du bassin versant, l'étanchéité du site et de la cuvette, la nature probable des fondations de la digue et la possibilité de trouver des matériaux d'emprunt.

Cet aperçu géologique doit être suivi par un aperçu hydrologique, ces deux aspects conditionnent le pré dimensionnement des ouvrages et les types de variantes.

II.2 Contexte géologique du site

La géologie est une partie très importante dans toute étude hydrologique et hydrochimique. Ainsi, la lithologie, la tectonique et la structure géologique jouent un rôle primordial sur la qualité des eaux suite à la dissolution des minéraux se trouvant dans la roche et sur la quantité d'eau qui ruissèle ou s'infiltré selon le type du terrain.

II.2.1 Encadrement géomorphologique

Ces sites se trouvent au pied Sud des monts des Kefs Negailou et Rekabet dans une zone assez accidenté et à morphologie douce pour le site.

L'oued traverse dans sa partie amont une gorge étroite sur environ 2,5 km à l'amont d'Ain Menhala. A l'aval de cette gorge la vallée s'évase relativement puis rétrécit au niveau du Kef Serdj (Mechta Djedoud) puis s'évase à nouveau à l'amont du site pour former une vaste cuvette.

II.2.2 Géologie

La région d'étude fait partie de ce qui est appelé « Zone sud-tellienne », où les épaisses séries marneuses crétacées et tertiaires de l'Atlas tellien chevauchent le prolongement oriental des hauts plateaux Oranais.

Il s'agit d'une région caractérisée par la présence de grandes crêtes gréseuses oligocènes ou miocènes déchiquetées dont l'altitude dépasse fréquemment les 1000 m. Le djebel Taragraguet, à l'Est atteint 1417 m.

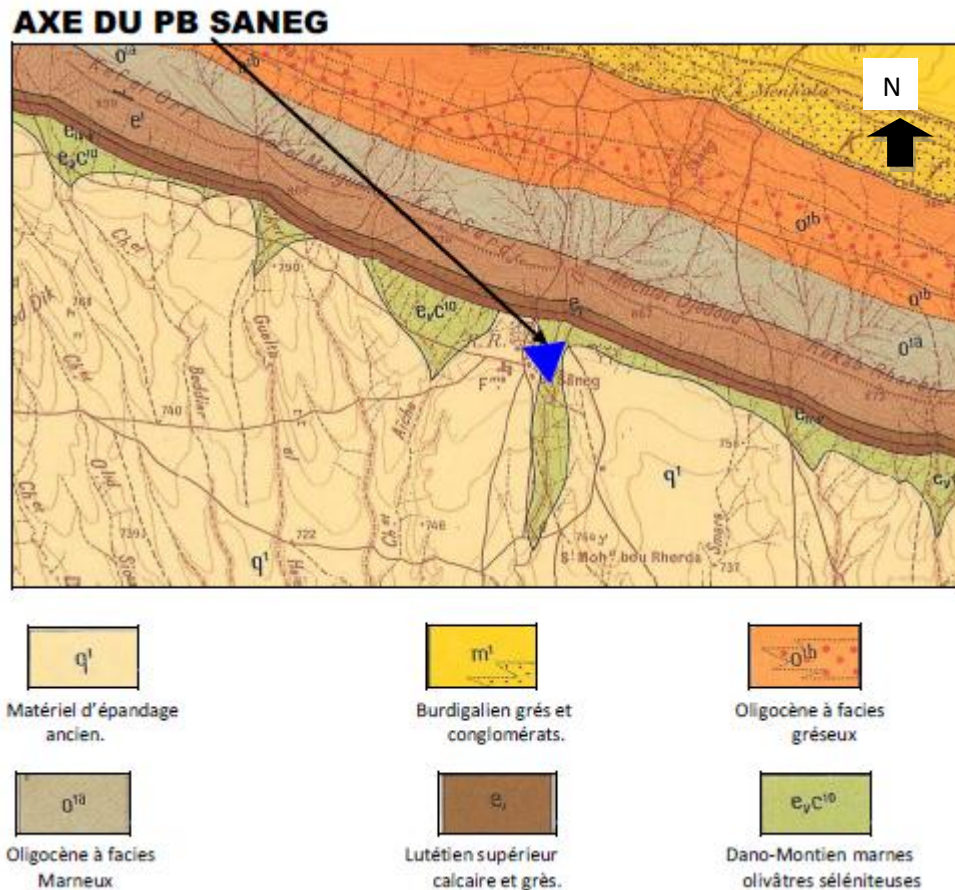
Ces crêtes sont séparées par de profondes et parfois assez vastes dépressions marneuses lutétiennes et miocènes souvent recouvertes par des cultures de céréales.

II.2.3 Géologie de la cuvette

La cuvette est vaste, s'étale dans les faciès marneux recouverts en partie basse par les terrasses de l'Oued et sur les pentes par les produits d'altération des marnes et terrasses. La nature des formations assure l'étanchéité de la cuvette.

II.2.4 Stratigraphie

La série stratigraphique des nappes sud-telliennes est variée: elle englobe des terrains appartenant au Trias, au Crétacé, à l'Eocène, à l'Oligocène, au Miocène et au Quaternaire



(Source ANRH BLIDA)

Figure II.1 : Extrait de la carte géologique de BOGHAR N°136 au 1/50 000

II.2.4.1 Le Secondaire

a / Le Trias

Le Trias se présente sous forme de marnes rouges, violacées ou vertes, emballant des dolomies noires, du gypse et des cargneules. Les principaux affleurements se trouvent à l'Ouest (Kef Ben Mahmoud) et au Nord-Est, au Sud-Est et de la zone d'étude.

b / Le Crétacé

On rencontre ces formations sur les deux rives dans la partie la plus reculée de la cuvette (en queue de cuvette). Il s'agit d'une alternance de calcaires crayeux à rares silex peu épais, d'ordre centimétriques à décimétriques et de marno-calcaires crayeux blancs centimétriques parfois métriques.

II.2.4.2 Le Tertiaire

a / l'Eocène

Le Dano-Montien :

Dans la région du site de la retenue, on rencontre sur les deux rives des marnes grisâtres à bleuâtres parfois foncées (noires) attribuées au Dano-Montien. Ces marnes sont altérées en surface et souvent recouvertes sur les pentes par des dépôts quaternaires. Le long du lit mineur de l'Oued, on les observe, sauf en quelques endroits, elles sont légèrement altérées en surface, schisteuses.

On les rencontre dans la partie amont de la cuvette sur les deux rives, plus à l'aval sur la rive droite en deux endroits. Le reste de ces marnes est recouvert sur les deux rives par des terrasses argilo-graveleuses et caillouteuses et par leurs produits d'altération sur les talus. Ces marnes constituent le substratum de notre zone d'étude, elles prédominent en surface et en profondeur.

b / l'Oligocène

- Oligocène à faciès marneux :

Il est constitué de marnes brunes foncées à vertes, leur épaisseur varie de 10 à 300 m.

- Oligocène à faciès gréseux :

Il s'agit des grès de Boghari jaunes tendres calcarifères intercalés de marnes sableuses grises. Relativement très épais de 250 à 300 m, les grès de Boghari forment avec les grès miocènes, les longues crêtes qui donnent au Titteri son aspect morphologique particulier.

- Le Burdigalien (Carténien) :

Il est représenté par des marnes grises plus ou moins sableuses parfois intercalées de bancs gréseux peu épais (M'Fatha) et par des grès et conglomérats.

II.2.4.3 Le Quaternaire

- Matériel d'épandage ancien :

Constitué par des limons et des cailloutis étalés parfois sur des grandes surfaces au pied des massifs en relief. Particulièrement développés dans la région du Douar Saneg, dans les M'fatha et tleta des douaires, ils ne se rattachent pas nettement au système hydrographique actuel

- Travertins :

Ils sont issus des calcaires des sources de Boghar et de Boghari. Ils cimentent en partie les éboulis anciens qui couvrent les flancs de la vallée de Cheliff au niveau de Boghari au Nord-Ouest de notre zone d'étude.

- Alluvions anciennes des vallées :

Il s'agit des hautes terrasses ne subsistant plus qu'à l'état de lambeaux dispersés de 40 à 50 m au dessus du lit actuel. Formées par des galets d'origine variée, souvent siliceux.

- Alluvions récentes des vallées :

Il s'agit des basses terrasses du Cheliff et de ses principaux affluents, de 10 à 20 m au dessus du lit actuel (Alluvions des Oueds secondaires). Formées de cailloutis et limons en provenance des reliefs voisins.

- Alluvions actuelles :

Elles occupent le fond des vallées surcreusées, inondées en période de crue des Oueds.

- Eboulis de pente :

Ils sont principalement développés au pied des escarpements gréseux oligocènes et miocènes.

II.2.5 Lithologie

La région de la retenue est caractérisée par une érosion assez bien prononcée, la couverture végétale est très faible. Elle fait partie d'une zone marneuse étendue, au

pied d'une séquence de calcaires à silex et de marno-calcaires et d'une puissante masse gréseuse. L'ensemble est quasiment dénudé et ne contient que quelques arbres très dispersés.

II.2.6 Tectonique

Cette région est caractérisée par le vaste massif synclinal complexe des Hannacha-M'Fatha, au niveau duquel les séries allant du Crétacé supérieur au Miocène sont découpées par des accidents chevauchants, orientés sensiblement Est-Ouest déterminant un style en écailles hachées par de nombreux décrochements transverses en général orientés Sud-Ouest-Nord-Est. L'ensemble est très probablement décollé au niveau du Crétacé supérieur. Aucun fait ne permet de définir avec exactitude l'ampleur du décollement.

A l'Ouest de la vallée du Cheliff apparaît un style en pli faille et écailles souvent très complexe dans le détail, mais dont le trait dominant est constitué par le synclinal miocène de Boghar.

Au Sud-Est les plis nummulitiques du Djebel Rouss – Kef el Mendjel (Sud-Est de la zone d'étude) chevauchent le vaste bassin miocène qui s'étale largement au Sud, sur la bordure des Hautes plaines.

Plusieurs pointements triasiques d'importance variable parsèment la région ; ils ne paraissent pas toujours en liaison directe avec les grandes lignes directrices de la tectonique. L'âge de la mise en place des diapirs est très difficile à préciser. La présence de quelques détails (galets de dolomie et cargneules triasiques), montre que les mouvements sont relativement anciens et au moins antérieurs au

Miocène.

II.2.7 Conclusions

Le site de la retenue sur Oued Saneg est situé dans un massif essentiellement marneux attribué au dano-Montien, sur les deux rives et en fond de vallée, avec une couverture colluviale argileuse d'extension latérale assez conséquente et alluvionnaire relativement faible. Le problème d'étanchéité ne se pose donc pas. Ces marnes affleurent en plusieurs endroits le long du lit de l'oued et en queue de cuvette, ainsi que sur la rive droite.

Ces formations aussi bien sur le site que sur la cuvette sont stables à part un petit arrachement situé sur la rive droite aux environs immédiats de l'axe, qui sera aménagé (excavé) par la suite. La marne possède la caractéristique d'être imperméable.

D'un point de vue morphologique, géologique et hydrologique, ce site ne semble pas poser de gros problèmes, pour y implanter un ouvrage d'une telle envergure

II.3 Etude géotechnique

II.3.1 Travaux de reconnaissance effectués

Le rapport géotechnique qui fait par le bureau d'étude au laboratoire « Géomica »- unité de **BOUMERDES**, traite l'étude géotechnique de la retenue collinaire sur oued SANEG, basée essentiellement sur des visites sur site (exécution des sondages carottiers avec des prélèvements des échantillons des différentes formations rencontrées) et d'effectuer des essais physiques et analyses chimiques au laboratoire.

Pour reconnaître les conditions géotechniques des zones d'emprunt, les travaux de reconnaissance ci-dessous ont été effectués :

II.3.2 Puits

Au total quatorze (14) puits ont été exécutés, deux (02) au niveau de la fondation (P1 et P2) et douze (12) au niveau des zones d'emprunt (rive gauche, rive droite), afin de tenter de rencontrer le substratum et de trouver les matériaux nécessaires pour la réalisation du corps de la digue. Leurs situations ainsi que leurs profondeurs sont données ci après :

Tableau II.1 situation des puits

Désignations		Profondeur (m)	Situation
Puits-1	Fondation	3,00	Aval digue, rive droite
Puits- 2		2,80	Aval digue, lit de l'oued
Puits- 3	Zone 1	3,00	Amont digue, rive droite
Puits- 4		2,00	Amont digue, rive droite
Puits- 5		3,00	Amont digue, rive droite
Puits- 6		3,00	Amont digue, rive droite
Puits- 7	Zone 2	3,00	Amont digue, rive droite
Puits- 8		3,00	Amont digue, rive droite
Puits- 9	Zone 3	2,60	Amont digue, rive gauche
Puits- 10		2,50	Amont digue, rive gauche
Puits- 11		3,00	Amont digue, rive gauche
Puits- 12		3,00	Amont digue, rive gauche
Puits- 13		3,00	Amont digue, rive gauche
Puits- 14		3,00	Amont digue, rive gauche

(Source DRE MEDEA)

II.3.3 Essais géotechniques

Des échantillons remaniés ont été prélevés à partir de ces puits. Ils ont été confiés au Laboratoire « Géomica » de Boumerdès, pour procéder aux essais physiques, mécaniques et chimiques conformément au programme de reconnaissance dans le but de déterminer leurs caractéristiques géotechnique suivants :

- Granulométrie
- Limites d'Atterberg
- Teneur en eau
- Essai Proctor Normal
- Cisaillement Direct UU et CD
- Essai Oedométrique et perméabilité
- Matière organique

Les résultats obtenus sont résumés par le tableau II.2

II.3.3.1 Essais physiques :

A- Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique dont les résultats sont présentés en annexe, réalisée sur les deux zones d'emprunt (Z1 et Z3) de ce petit barrage permet de dire :

- Zone d'emprunt 1

Ces matériaux sont à forte composante sableuse pour les puits (P3, P5), elle est de 58.0 et 60.0 (%), les inférieures à 80µm sont de 52.0 % et les inférieures à 2 mm sont de 100. Concernant le puits

(P6), il est relativement plus fin avec une proportion notable d'argile 36 %, les inférieures à 80µm sont de 78.4 % et les inférieures à 2 mm sont 100 %.

- **Zone d'emprunt 3**

Les matériaux de cette zone restent à dominance sableuse pour les puits (P9, P10 et P11), elles oscillent entre 54.0 et 62.0 %, les inférieures à 8µm varient de 46 à 58 %. Pour les puits (P12, P13 et P14), on relève une proportion plutôt fine, qui varie de 50.0 à 63.0 % (Limon et argiles), les inférieures à 8µm varient de 67.0 à 86.0 % et les inférieures à 2 mm oscillent entre 99.0 et 100.0 %

Le fuseau granulométrique global des matériaux des deux (02) zones "Z1 et Z3" est relativement serré, ce qui témoigne de leur homogénéité à dominante sableuse.



Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Tableau II.2 caractéristiques des matériaux de deux zones (granulométrie et limites d'Atterberg)

Puits N°	Profondeur(m)	Granulométrie (%)								Limites d'Atterberg				
		cailloux	Gravier	SableGros	SableFin	Limons	Argile	<80µ		W	WL	Wp	Ip	Ic
-	-	200 ~20 (mm)	20 ~2 (mm)	2~0,2 (mm)	0,2~0,02 (mm)	20~0,2 (µm)	<0,2µ	%	%	%	%	-	-	
P3	1,5 - 2,0	0,00	0,00	42,00	16,00	16,00	26,00	52,52	7,89	26,59	15,63	10,96	1,71	Z1
P5	1,5 - 2,0	0,00	2,00	22,00	38,00	16,00	22,00	52,33	-	27,92	17,02	10,91	-	
P6	1,5 - 2,0	0,00	0,00	10,00	28,00	26,00	36,00	78,46	20,63	43,75	16,89	26,86	0,86	
P9	1,5 - 2,0	0,00	0,00	20,00	34,00	19,00	27,00	57,31	14,67	24,52	14,47	10,05	0,98	Z3
P10	1,5 - 2,0	0,00	7,00	29,00	26,00	14,00	24,00	46,82	-	35,53	20,99	14,54	-	
P11	1,5 - 2,0	0,00	0,00	20,00	42,00	11,00	27,00	58,25	13,52	28,36	16,11	12,25	1,21	
P12	1,5 - 2,0	0,00	0,00	4,00	35,00	26,00	35,00	86,60	-	45,21	22,60	22,85	-	
P13	1,5 - 2,0	0,00	0,00	12,00	38,00	15,00	35,00	67,46	-	24,65	13,28	11,37	-	
P14	1,5 - 2,0	0,00	1,00	9,00	27,00	10,00	53,00	8,15	-	63,89	24,52	39,37	-	

(Source DRE MEDEA)

B- Limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg, permettent de classer ces matériaux dans la catégorie "CL", correspondant à des matériaux moyennement compressibles et moyennement plastiques pour les deux zones d'emprunt. Dans la catégorie "CH" seul l'échantillon du puits P14 de la zone "Z3" est hautement plastique et hautement compressible, tout en restant proche de la catégorie "CL" (tableau II.2)

L'indice de plasticité (I_p) des matériaux des deux zones d'emprunt "Z1" et "Z3" (figure II.2) varie de 10.05 à 26.86 % correspondant ainsi à un sol peu plastique, par contre le puits P14 de la zone "Z3" montre une forte plasticité 39.37 %.

L'indice de consistance déduit pour ces matériaux, montre des sols à l'état dur à mi-dur ($0.86 \leq IC \leq 1.71$) pour l'ensemble des zones de ce petit barrage.

C- Essais Proctor Normal

Quatre (04) essais Proctor ont été effectués. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après.

Tableau II. 3 Résultats de l'essai Proctor normal

zone	puits	prof	W	Proctor Normal	
N°	N°	(m)	%	$W_{opt}(\%)$	$\gamma_{dmax}(t/m^3)$
Z 1	P3	1,5 – 2,0	7,89	15,10	1,81
	P6	1,5 – 2,0	20,68	19,80	1,69
Z 3	P9	1,5 – 2,0	14,67	16,00	1,80
	P10	1,5 – 2,0	13,52	19,80	1,68

(Source DRE MEDEA)

Les matériaux des zones d'emprunt "Z1" et "Z3" sont caractérisés par une densité sèche convenable (dense), elle oscille (γ_{dmax}) entre 1.68 et 1.81 (t/m³).

Les échantillons étudiés des deux zones "Z1" et "Z3" présentent des teneurs en eau optimale (W_{opt}) moyennes. Ces zones présentent des teneurs en eau optimale (W_{opt}) plus élevées que les teneurs en eau naturelle (W_n), ce qui veut dire, qu'il faudra procéder à l'arrosage de ces matériaux lors de leur mise en place. La différence entre ces deux teneurs en eau (Naturelle et optimale) pour la majorité des échantillons est parfois supérieure à 2.0 %.

II.3.3.1 Essais mécaniques

A- Essai de cisaillement rectiligne UU et CU

Les quatre (04) essais de cisaillement non consolidés, non drainés de type UU réalisés sur les échantillons des zones '' Z1'' et '' Z3'' recompactés à l'optimum Proctor dénotent un matériau de faible à moyenne cohésion (C_{uu} - très molle à ferme) et à moyen à fort angle de frottement (Φ_{uu}) (**tableau II.4**).

Les quatre (04) essais de cisaillement consolidés et non drainés de type CU réalisés sur les échantillons des zones ''Z1 et Z3'', dénotent des matériaux de faible à fortecohésion (C_u -très molle à raide) et des angles de frottement généralement forts, le plusfaible est enregistré au niveau du puits P6 ce qui est logique puisque il est à dominante fine, il présente la cohésion la plus élevée.

Tableau II.4 Essais de cisaillement

Puits N°	Prof(m)	Cisaillement UU		Cisaillement CU		
-	-	C_{uu}	Φ_{uu}	C_{cu}	Φ_{cu}	
-	-	(bars)	Degré	(bars)	Degré	
P3	1,5 – 2,0	0,34	22,83	0,27	28,30	Z1
P6	1,5 – 2,0	0,40	9,34	0,74	7,86	
P9	1,5 – 2,0	0,39	21,21	0,21	24,56	Z3
P11	1,5 – 2,0	0,06	17,79	0,10	21,36	

(Source DRE MEDEA)

B- L'œdométrie

Les quatre (04) essais œdométriques réalisés sur ces matériaux dénotent un sol moyennement compressible et insensible au gonflement. Ces matériaux présentent sous une pression de deux (02) bars des sols perméables à imperméables.

Tableau II.5 Résultats d'essais œnométrique et perméabilité

Puits N°	Prof (m)	Oedomètre			Perméabilité
-	-	P_c	C_c	C_g	K
-	-	(bars)	%	%	(cm/s)
P3	1,5 – 2,0	1,38	11,86	0,9	$3,35 \cdot 10^{-6}$
P6	1,5 – 2,0	2,66	18,11	3,81	$3,40 \cdot 10^{-3}$
P9	1,5 – 2,0	3,08	12,24	1,23	$1,58 \cdot 10^{-5}$
P11	1,5 – 2,0	1,38	18,11	4,14	$5,80 \cdot 10^{-3}$

(Source DRE MEDEA)

II.3.3.2 Essais chimiques

Deux (02) essais chimiques ont été effectués sur les échantillons des zones ''Z1'' et ''Z3''. Les échantillons des puits P3 et P11 sont caractérisés par une teneur en matière organique faible à très faible, elles oscillent entre 1.85% (P3) et 2,35 % (P11).

II.4 Conclusions

Le site du petit barrage de Saneg est caractérisé par une assise marneuse d'où le problème d'étanchéité ne se pose pas. Ses berges sont stables où aucun phénomène d'instabilité de grande envergure n'a été observé.

Lors de la réalisation de la retenue, il est nécessaire d'excaver sous toute l'emprise de la digue les colluvions (Terre végétale, sol, terrasse) et les alluvions grossières du lit de l'oued, pour y asseoir la clé d'ancrage sur le substratum sain et y entrer de 1 m.

Concernant les matériaux de construction fins des zones ''Z1'' et ''Z3'', ils présentent des caractéristiques géologiques satisfaisantes et des propriétés géotechniques acceptables. Ils sont en général à dominante sableuse, moyennement compressibles, peu plastiques, de résistance mécanique satisfaisante, insensibles au gonflement, inorganiques.

Lors de la réalisation, il faudra compléter la reconnaissance en recherchant des zones plus argileuses. S'il n'existe pas de matériaux franchement argileux, il convient de mélanger avec soins les zones à prédominance fines avec les zones sableuses afin de réduire la perméabilité du matériau à mettre en place. Les quantités de matériaux fins sont largement suffisantes et dépassent de très loin les besoins de la digue

CHAPITRE III

**Etude
hydrologique**

III.1 Introduction

Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont liés à une évaluation correcte de l'importance de la crue.

Dans ce cadre, nous procédons dans notre travail par une étude hydrologique du bassin versant de l'étude, pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation d'un petit barrage , comme le volume mort, le volume utile, le débit régularisé, le débit de crues, le débit solide, le laminage des crues....etc.

La détermination des caractéristiques

III.2 Caractéristiques générales du bassin versant

Un bassin versant ou bassin hydrologique est un espace géographique dont les apports hydriques naturels sont alimentés exclusivement par les précipitations, et dont les excès en canaux ou en matières solides transportés par l'eau forment, en un point unique dans l'espace, une embouchure ou un exutoire.

La délimitation topographique nécessaire à la détermination en surface du bassin versant naturel n'est pas suffisante, lorsqu'un sol perméable recouvre un substratum imperméable, la division des eaux selon la topographie ne correspond pas toujours à la ligne de partage des eaux effective, mais, plutôt à celle définie par les plus hautes élévations de la nappe.

On obtient donc, un bassin réel ou bassin hydrogéologique. Cette limite, profonde, est difficilement repérable, on considère alors, comme bassin, celui déterminé par la ligne de partage des eaux superficielles.

Sur la carte topographique (1/50000), en commençant par l'exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

III.2.1 Caractéristiques morpho-métriques

L'étude des caractéristiques morphologiques associée à une analyse hydrologique d'un bassin versant constitue une plate-forme très importante pour la compréhension du comportement hydrologique.

A- Paramètre géométrique

Les caractéristiques physico-géographiques du bassin versant ont été déterminées sur la base de la carte d'état-major de BOGHAR à l'échelle 1/50 000 et à l'aide du logiciel Mapinfo .

Les coordonnées au système LAMBERT sont : X= 517677 m Y = 283612 m

- **Superficie** : la superficie du bassin versant est de **S= 18.57 Km²**
- **Périmètre** : le périmètre du bassin versant est de **P= 20.75Km**

B- Caractéristiques hydro morphologiques

- **Indice de compacité de Gravelius (K_c) [1]**

La forme du bassin a rôle important sur la forme de l'hydrogramme résultant d'une averse donnée à l'exutoire du bassin. Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

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

- si **K_c = 1** => bassin parfaitement circularisé ;
- si **K_c = 1.128** => bassin ramassé ;
- si **K_c > 1.128** => bassin allongé.

$$K_C = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots \dots \dots \textbf{(III.1)}$$

Avec :

P : périmètre du B.V (Km).

S : surface de B.V (Km²).

K_C : indice de Gravelius.

Dans notre cas **K_c = 1.35** donc le bassin versant de Oued SANEG à une forme allongée.

- **Coefficient d'allongement [1]**

Ce coefficient est obtenu par la relation suivante :

$$K_p = \frac{P^2}{S} \dots \dots \dots \textbf{(III.2)}$$

$$\textbf{K_P= 23.19}$$

On a K_p grande, donc un bassin allonge et temps de concentration un peu élevé.

- **Rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius**

Son tracé nécessite la connaissance de sa longueur et de sa largeur, données par la formule suivante :

$$L = K_C \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_C} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (III.3)$$

avec ;

L : longueur du rectangle équivalent en (Km) ;

l : largeur du rectangle équivalent en (Km) ;

S : surface du bassin versant (Km²).

L = 7.99Km, l = 2.32Km

- **Courbe hypsométrique**

Vu que la plupart des facteurs météorologiques et hydrologiques sont fonction de l'altitude, il est intéressant d'étudier l'hypsométrie du bassin versant par tranche d'altitude.

L'effet du relief sur un hydrogramme est très important : une pente forte correspond à une durée plus faible de concentration des eaux de ruissellement dans les canaux de drainage. Le relief est souvent caractérisé par la courbe hypsométrique du bassin ; on porte une altitude donnée en abscisses et en ordonnées la surface du bassin pour laquelle chaque point est à une cote au moins égale à cette altitude. Enfin, la courbe hypsométrique s'établit en planimétrant les surfaces correspondant à la définition de l'ordonnée pour chacune des courbes de niveau

Tableau III.1 Répartition et courbe hypsométrique

Altitude (m)	Altitude Moyenne(m)	Surfaces Partielle(Km²)	Surfaces Partielle(%)	Surfaces cumulée (Km²)	Surfaces Cumulée(%)
1199-1100	1149.5	1.461	7.87	1.461	7.87
1100-1000	1050	3.391	18.26	4.852	26.13
1000- 900	950	10.288	55.40	15.14	81.53
900- 800	850	3.362	18.10	18.502	99.63
800- 742	771	0.07765	0.59	18.57	100

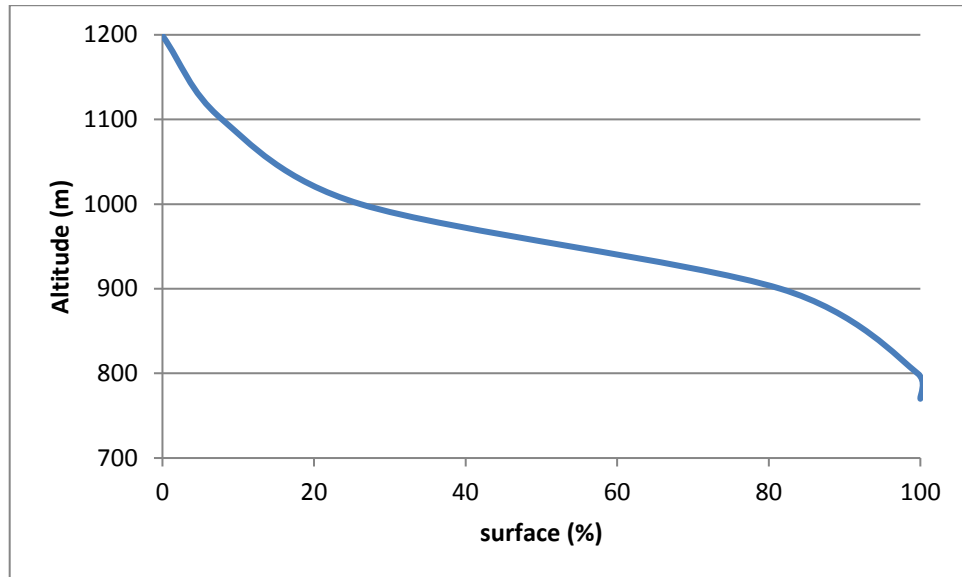


Figure III.1 Courbe hypsométrique du bassin versant

la courbe hypsométrique traduit la répartition des altitudes à l'intérieur du bassin versant et permettent, en outre, de déterminer les altitudes caractéristiques suivantes :

- ✓ Altitude minimale : $H_{\min} = 742 \text{ m}$
- ✓ Altitude maximale : $H_{\max} = 1199 \text{ m}$
- ✓ Altitude médiane : $H_{50\%} = 960 \text{ m}$
- ✓ $H_{95\%} = 820 \text{ m}$ et $H_{5\%} = 1123 \text{ m}$

Altitude moyenne

c'est l'abscisse moyenne de la courbe hypsométrique, l'altitude moyenne (tableau III.2) se calcule par la formule suivante :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum (S_i \times H_i)}{S} \dots\dots\dots \text{(III.4)}$$

Avec :

H_i : l'altitude partielle de bassin versant.

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km^2).

S : la surface totale du bassin versant (Km^2)

Tableau III.2 Calculs des altitudes

Altitude (m)	H _i (m)	S _i (Km ²)	H _i ×S _i (Km ² .m)
1199-1100	1149,5	1,461	1679,4195
1100-1000	1050	3,391	3560,55
1000- 900	950	10,288	9773,6
900- 800	850	3,362	2857,7
800- 742	771	0,07765	61,11055

H_{moy} = 965,66 m .

- Indice de pente de roche I_p :**

Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i \times S_i} \dots\dots\dots (III.5)$$

Avec :

L : longueur de rectangle équivalent (m) ;

A : surface partielle (%) comprise entre deux courbe de niveau consécutive H_i et H_{i-1}. Le tableau III.3 montre les procédures de calcul de l'indice de pente de roche I_p.

Tableau III. 3 Détermination de la pente Roche I_p

H _i – H _{i-1}	D _i = H _i – H _{i-1}	S _i (Km ²)	A _i = S _i /S	$\sqrt{A_i \times S_i}$
1199-1100	99	1,461	7,87	3,39
1100-1000	100	3,391	18,26	7,87
1000- 900	100	10,288	55,40	23,87
900- 800	100	3,362	18,10	7,80
800- 742	58	0,07765	0,42	0,18

Donc : I_p = 0,48 %

- Indice de pente globale I_g : (Dubreuil, 1974)**

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots (III.6)$$

Ou D : dénivelée entre H_{5%} et H_{95%}

D= H_{5%} - H_{95%} = **1123 - 820 = 303 m**

Avec ; H_{5%} et H_{95%} : altitudes correspondantes à S_{5%} et S_{95%} ;

L : la longueur du rectangle équivalent (km).

Soit $I_g = 37,92 \text{ m/km} \Rightarrow I_g = 3.8\%$ ($0.005 < I_g < 0.1$), donc la pente du relief est assez faible d'après le classement du tableau. III 4.

Tableau III.4 Classements des pentes [1]

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

- **Indice de pente moyenne I_{pm} :**

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Cette variable influence donc le débit maximal observé. Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer, entièrement ou en partie, dans le sol.

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots (III.7)$$

$I_{pm} = 5,32\% \rightarrow$ l'indice de pente est très fort, donc on assistera à un écoulement rapide.

III .2.2 Caractéristiques hydrographiques

III.2.2 1 Réseau hydrographique

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin. Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes.

La différenciation du réseau hydrographique d'un bassin est due à quatre facteurs principaux (la géologie, le climat, la pente du terrain et la présence humaine).

selon la classification de SCHUM qui dit « est d'ordre (x+1), tout tronçon de cours d'eau, forme par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x) ».

Pour notre bassin versant, après avoir placé l'ordre de chaque cours d'eau on tombe sur un cours d'eau d'ordre 5

La figure présentée ci-après illustre le schéma global du réseau hydrographique du bassin versant objet de cette étude.

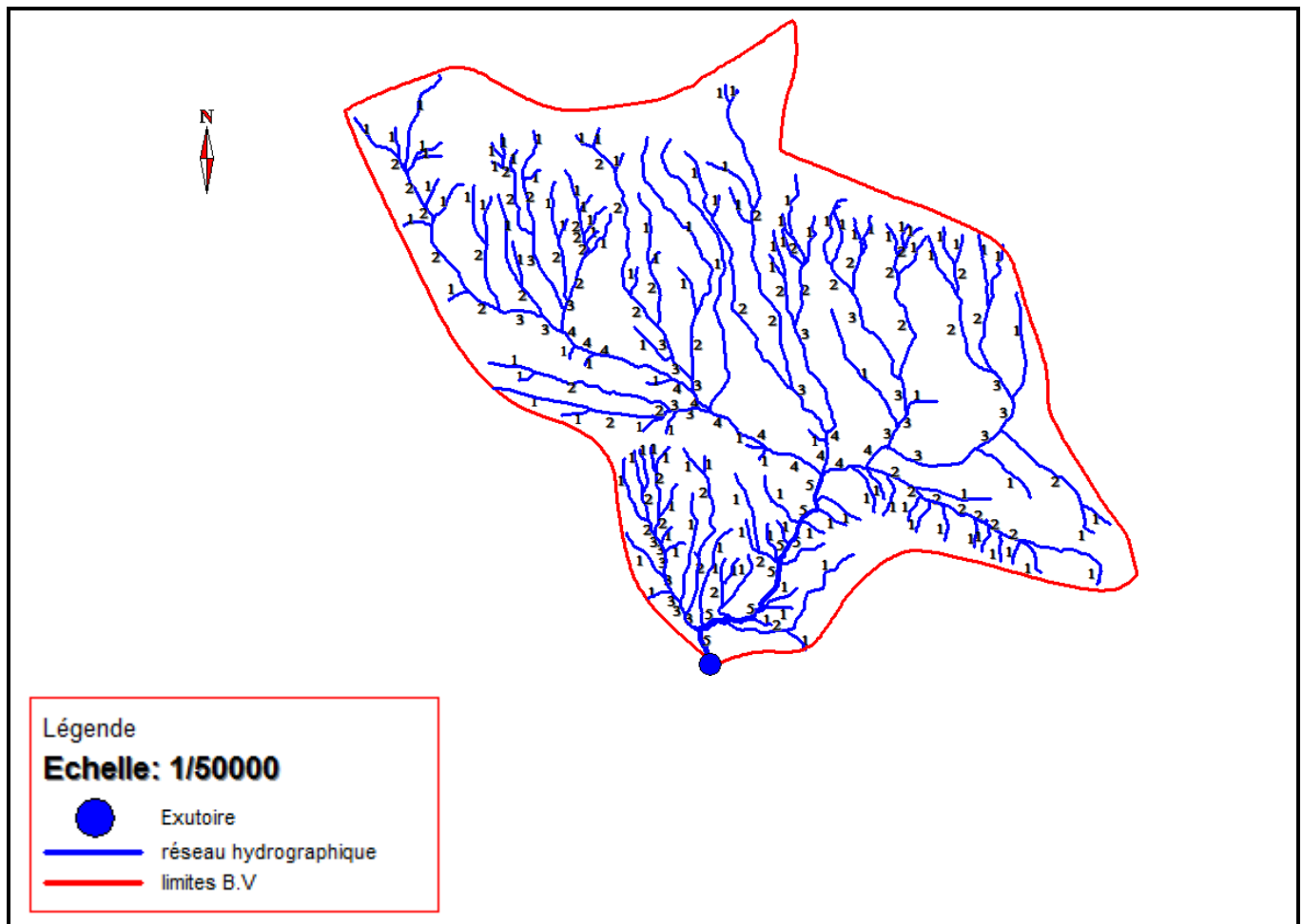


Figure III.2: Réseau hydrographique du bassin de la retenue

- **La longueur du cours d'eau principal (L)**

C'est la distance curviligne depuis l'exutoire jusqu'à la ligne de partage des eaux, en suivant toujours le segment d'ordre le plus élevé lorsqu'il a un embranchement et par extension du dernier jusqu'à la limite topographique du bassin versant.

Donc : L = 7,64 km.

- **La longueur totale du réseau d'écoulement est de : L= 87,62 Km**
- **Densité de drainage (D_d) : [1]**

Elle est définie pour un bassin versant donné de surface « S », comme la longueur totale des cours d'eaux de tous les ordres sur la surface drainée, et est exprimée en Km/Km².

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (III.8)$$

Avec :

D_d : densité de drainage (km/km²) ;

L_i : longueur de cours d'eau (km) ;

A : surface du bassin versant (km²).

$$D_d = 4,72 \text{ Km/Km}^2$$

a. Densité du thalweg élémentaire

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (III.9)$$

Avec

N_1 : nombre de talwegs d'ordre 1, $N = 121$;

S : superficie de bassin versant.

$$\text{Soit } F_1 = 6,52 \text{ thalweg/km}$$

b. Coefficient de torrentialité(CT) [1]

Ce paramètre donne une idée sur la densité de drainage d'ordre 1, il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \times F_1 \dots\dots\dots (III.10)$$

$$C_t = 30,77 \text{ Km}^{-3}$$

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

c. Temps de concentration [1]

C'est le temps que met une goutte d'eau tombée au point hydrauliquement le plus éloigné pour arriver à l'exutoire. On va utiliser la formule de GIANDOTTI (1937) pour déterminer ce paramètre

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (III.11)$$

Avec ;

S : surface du bassin versant (km²) ;

L : longueur de cours d'eau principal (km) ;

T_c : temps de concentrations exprimé en heure ;

H_{moy} : altitude moyenne (m) ;

H_{min} : altitude minimale (m).

T_c = 2,41 heures.

d. Vitesse de ruissellement(V_r) [1]

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météorologiques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. C'est, tout simplement, le rapport entre la longueur parcourue par le temps de concentration. Cette vitesse est donnée par la formule :

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

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

L : longueur de thalweg principal (km) ;

T_c : temps de concentration (h).

V_r = 3,17 km/h.

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III.5 Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du B.V

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	18,57
Périmètre		P	km	20,75
Longueur du thalweg		L _p	km	7,641
Longueur de cours d'eau totale		L	km	87,62
Indice de compacité		K _C	-	1,35
Coefficient d'allongement		K _p	-	23,19
Rectangle	Longueur	L _r	km	7,99
	Largeur	l _r	Km	2,32
Altitudes	Maximale	H _{max}	m	1199
	Moyenne	H _{moy}	m	956,66
	Médiane	H _{med}	m	960
	Minimale	H _{min}	m	742
Indice de pente de Roche		I _p	%	0.48
Indice de pente globale		I _g	m/Km	37,92
Indice de pente moyenne		I _{pm}	%	5,32
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	4,72
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	30,77
Temps de concentration		T _c	h	2,41
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	3,17

III.3 Etude des précipitations

La hauteur de précipitation est la hauteur de la lame d'eau précipitée qui s'accumulerait sur une surface horizontale, tel que les précipitations peuvent se présenter sous forme liquide ou sous forme solide.

Avant d'évaluer les précipitations des bassins versants nous avons analysé des données disponible a la station pluviométrique.

Localement, la région de SANEG ne dispose aucun poste pluviométrique. A cet effet, nous avons exploité le poste de KSAR EL BOUKHARI vu sa proximité de notre site, ainsi que son fonctionnement régulier et continu pendant de longues années.

L'estimation de la pluie moyenne est faite a partir de la station pluviométrique de KSAR EL BOUKHARI.

Tableau III.6 : la station pluviométrique

Station	Code	Source	Coordonnées			Années	N
			X(km)	Y(km)	Z(m)	D'observation	
Ksar el Boukhari	011301	ANRH	503,8	287,9	630	1975 - 2010	36 ans

(Source ANRH ALGER)

III .4 Pluies maximales journalières

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage.

L'étude fréquentielle des pluies journalières maximales, a pour but d'estimation une intensité des valeurs limites atteintes pendant une période de retour donnée. Ceci nous ramène à chercher la loi d'ajustement théorique la mieux adaptée pour une série de données des précipitations maximales

III.4.1 Homogénéisation de la série des pluies annuelles

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées, l'information de base quant à sa qualité revêt une très grande importance. On ne peut espérer à des résultats concluants si la donnée de base n'est pas fiable. Et pour cette raison la que cette étude d'homogénéisation est faite par la méthode de la médiane (MOOD).

On calcule les quantités N_s et T_s avec :

Ns : Nombre total de séries de + ou –

Ts : Taille de la plus grande série de + ou –

Donc M= 32,4

Ts = 4

Ns = 17

➤ **Conditions du test de MOOD [1]**

$$✓ Ns > \frac{1}{2} (N + 1 - \mu_1 - \frac{\alpha}{2} \sqrt{N + 1}) \quad 17 > 0,5(37 - 1,96\sqrt{37}) = 12,5$$

$$✓ Ts < 3,3(\log_{10} N + 1) \quad 4 < 3,3(\log_{10} 37) = 5,2$$

Les conditions du test de **MOOD** sont vérifiées donc la série des pluies journalière est homogène.

Tableau III.7 : Répartition inter annuelle des précipitations annuelles : station de Ksar el boukhari

mois	sep	oct	nov	Déc	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
Pluie mm	26,71	33,00	37,68	44,27	43,27	35,83	28,78	32	21,35	11,87	4,24	5,82	324,81
Pluie%	8.22	10.13	11,60	13.63	13,32	11.03	8.86	9,88	6.57	3.65	1,31	1.79	100

(Source DRE MEDEA)

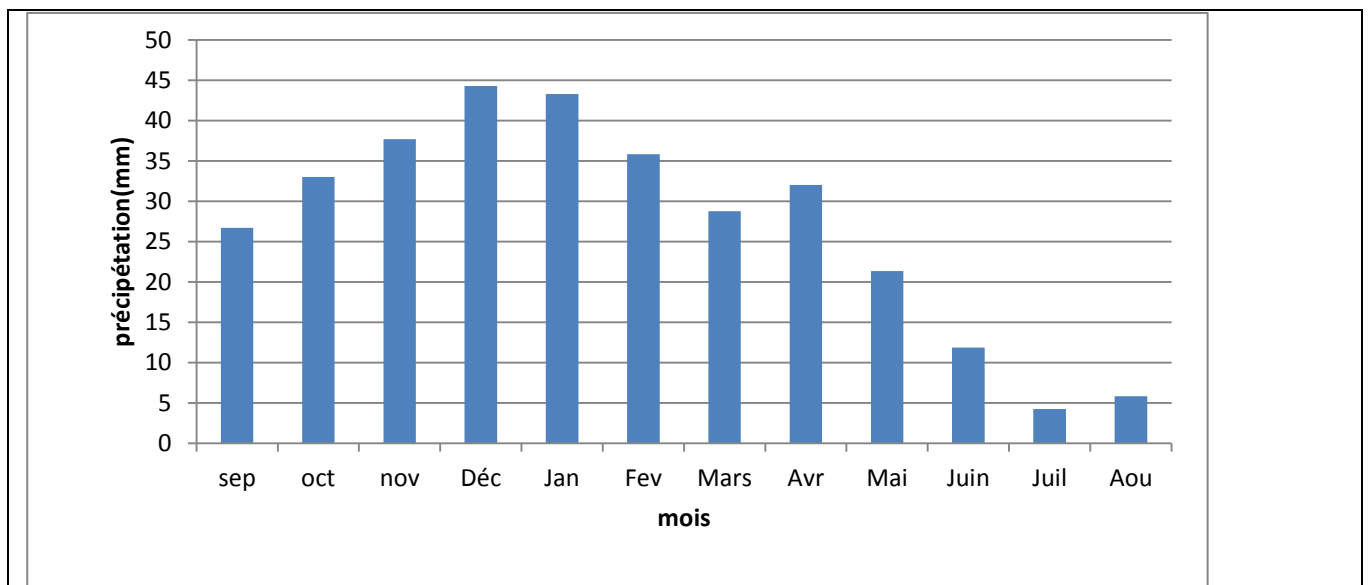


Figure III.3 Répartition mensuelle de la précipitation

III. 4.2 Ajustement des pluies maximales journalières

Le calcul des valeurs extrêmes ou quantiles nécessite un ajustement à une loi de

Probabilité, et comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, 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, et pour choisir la loi la plus efficace il faut suivre des critères de choix qui permettent d'accepter ou de rejeter la loi.

Dans notre étude on va utiliser deux lois, la loi de GUMBEL (doublement Exponentielle) et la loi de GALTON (log - normal) à l'aide de logiciel « HYFRAN » avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les deux lois d'ajustement. Les caractéristiques statistiques de la série sont obtenues à l'aide de logiciel HYFRAN

Tableau III.8 : Paramètres caractéristiques de l'échantillon

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme de P_{jmax} en (mm)	$\sum_{i=1}^{n=36} Xi$	1198,6
La moyenne de P_{jmax} en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=36} Xi}{n}$	33,7
L'écart type « σ_x » Pour $n > 30$	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n=36} (Xi - \bar{X})^2}{n}}$	14,1
Coefficient de variation « C_v »	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,419
L'exposant climatique	$b = 0,40$ d'après ANRH Blida	

❖ Ajustement des P_{jmax} à la loi de GUMBEL

C'est la loi à double exponentielle, elle s'applique pour les précipitations maximales journalières pour n'importe quelle période de retour afin de déterminer les valeurs fréquentielles.

Le résultat d'ajustement des P_{jmax} à la loi de Gumbel est illustré sur la figure III.3.

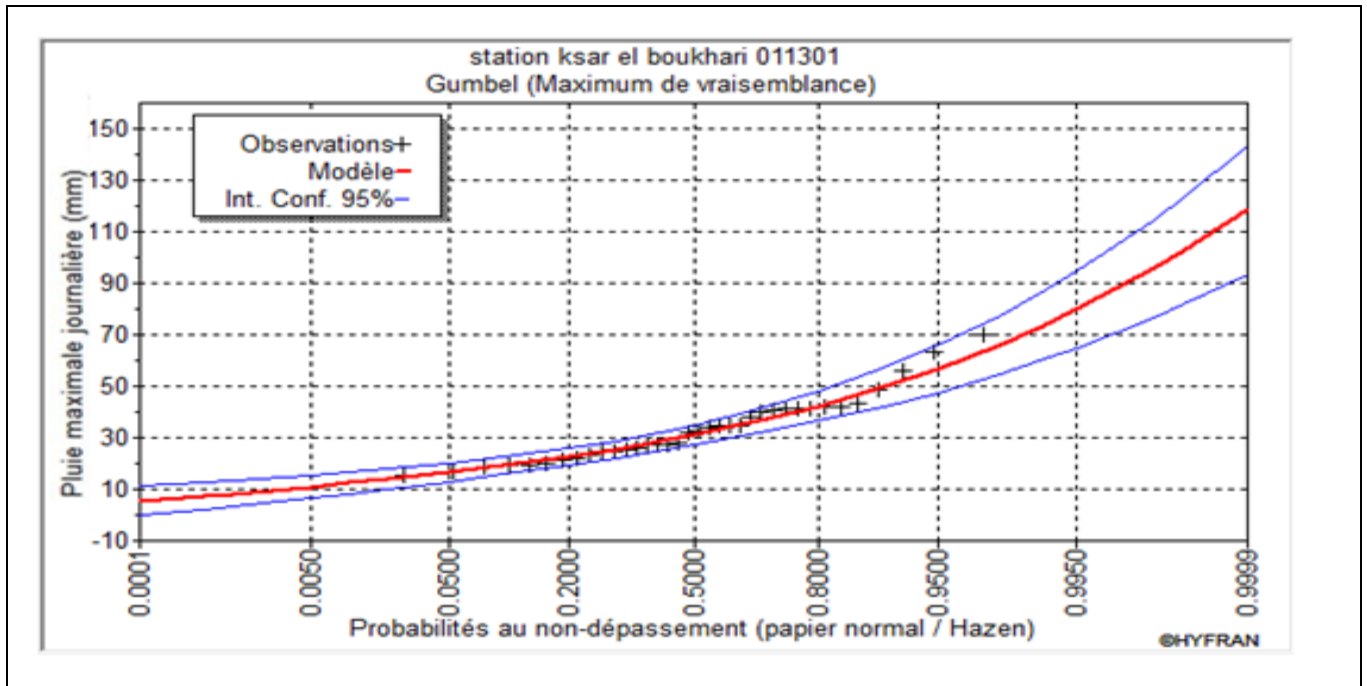


Figure III.4 : la droite de l'ajustement avec la loi de GUMBEL

❖ Ajustement à la loi log-normal (GALTON) :

Le résultat d'ajustement des P_{jmax} à la loi Log normale est illustré sur la figure III.4

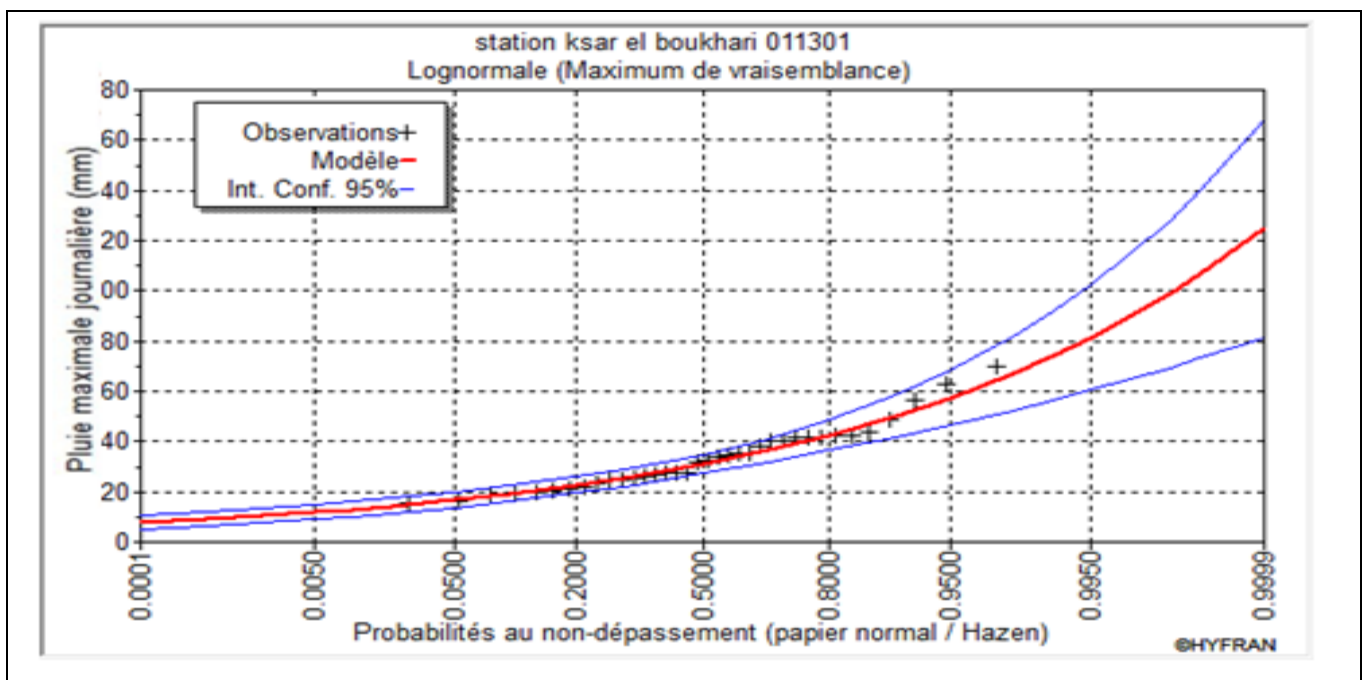


Figure III.5 : la droite de l'ajustement avec la loi de GALTON

Les résultats des tests montrent que la série s'ajuste aux deux lois.

D'après la Figure III.3, la loi de Gumbel ne s'ajuste pas, car l'origine de la droite théorique coupe l'axe des ordonnées sur une valeur négative, et par définition une pluie (grandeur physique ne

peut être négative). Visuellement la série s'ajuste mieux à la loi de lognormale et elle a moins de paramètres donc on a choisi la loi log normale.

Tableau III.9 Les pluies maximales journalières fréquentielle

Période de retour (ans)	100	50	20	10	5
Fréquence	0,99	0,98	0,95	0,90	0,80
P_{j max} (mm)	74,2	67,0	57,5	50,2	42,6

III.4.3 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences

Pour la détermination des données pluviométriques des pluies de courte durée (averses) qui sont exprimées à travers les caractéristiques : Intensité -Durée -Fréquence, on a fait appel à la méthode générale La pluie d'une durée t pour une telle fréquence est donnée par la formule de MONTANA :

$$P_{(ct)} \% = P_j \% \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots \dots \dots (III.13)$$

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

P_j : Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm).

t : durée de la pluie (heures).

b : Exposant climatique (donnée **$b=0.40$**)

Intensité des pluies est donnée par la formule suivante :

$$I = \frac{Pt}{t} \dots \dots \dots (III.14)$$

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont présentées dans le tableau suivant :

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III.10 pluies de courte durée et intensité de pluie pour différents fréquence

<i>Fréquence</i>										
	0,99		0,98		0,95		0,90		0,80	
Temps	P _t (mm)	I(mm/h)	P _t (mm)	I(mm/h)	P _t (mm)	I(mm/h)	P _t (mm)	I(mm/h)	P _t (mm)	I(mm/h)
0,5	15,77	31,54	14,24	28,48	12,22	24,44	10,67	21,34	9,06	18,11
1	20,81	20,81	18,79	18,79	16,13	16,13	14,08	14,08	11,95	11,95
1,5	24,48	16,32	22,10	14,73	18,97	12,65	16,56	11,04	14,05	9,37
2	27,46	13,73	24,80	12,40	21,28	10,64	18,58	9,29	15,77	7,88
3	32,30	10,77	29,16	9,72	25,03	8,34	21,85	7,28	18,54	6,18
4	36,24	9,06	32,72	8,18	28,08	7,02	24,52	6,13	20,80	5,20
8	47,81	5,98	43,17	5,40	37,05	4,63	32,35	4,04	27,45	3,43
12	56,23	4,69	50,78	4,23	43,58	3,63	38,04	3,17	32,28	2,69
15	61,48	4,10	55,52	3,70	47,65	3,18	41,60	2,77	35,30	2,35
17	64,64	3,80	58,37	3,43	50,09	2,95	43,37	2,57	37,11	2,18
20	68,98	3,45	62,29	3,11	53,46	2,67	46,67	2,33	39,60	1,98
24	74,2	3,09	67	2,79	57,5	2,39	50,2	2,09	42,6	1,78

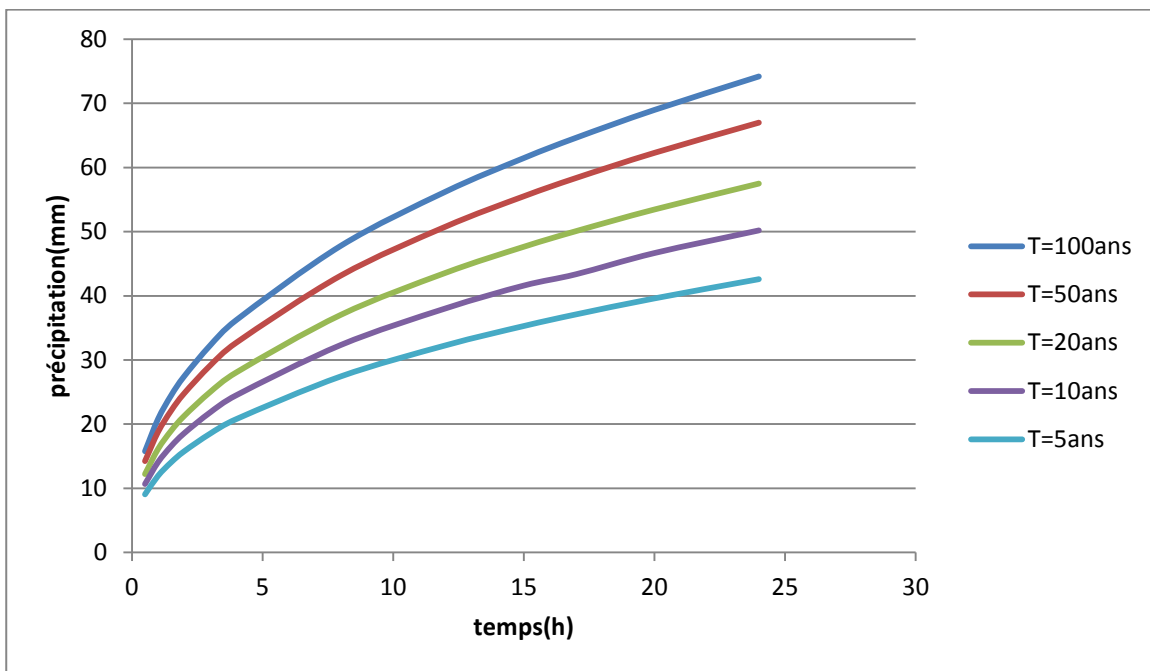


Figure III.6 Représentation des précipitations en fonction de temps pour les différentes fréquences

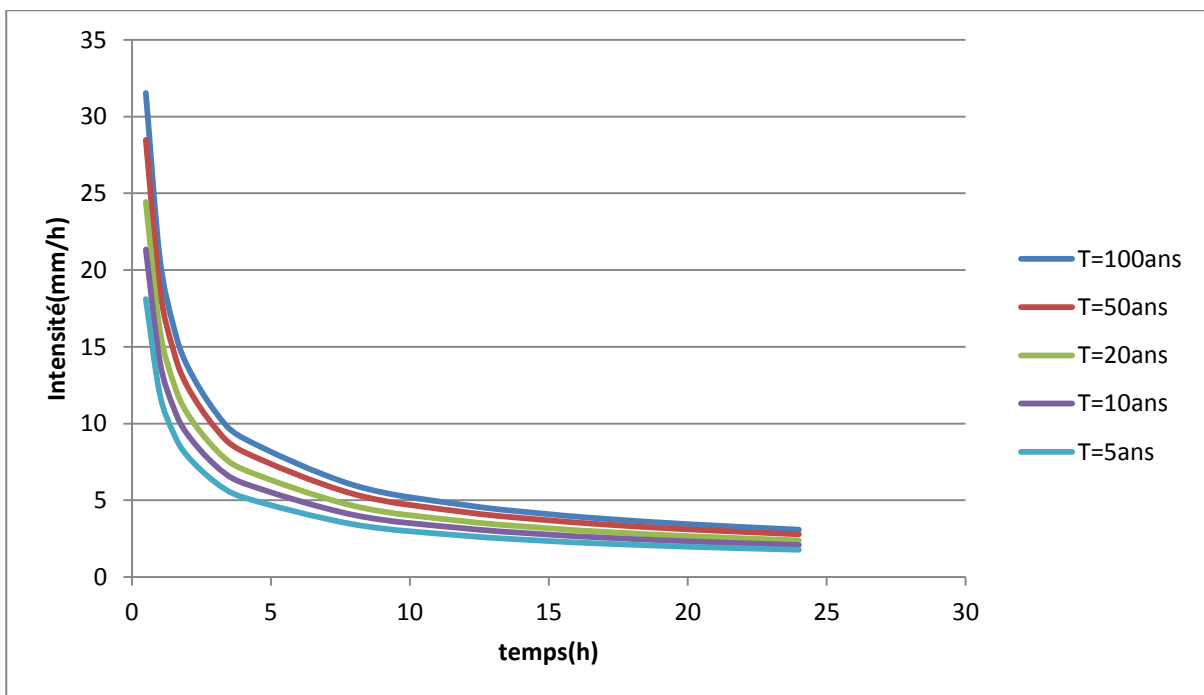


Figure III.7 Représentation des intensités en fonction de temps pour les différentes Fréquences

III.5 Etudes des apports

III.5.1 Apport liquides

Etant donné que le bassin versant du site de la retenue est dépourvu de stations hydrométriques, des formules empiriques ont été utilisées pour l'estimation de l'apport moyen annuel.

III.5.1.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A_0)

Compte tenu de l'absence d'observations directes sur le régime hydrologique de Oued SANEG à l'endroit du barrage, on a utilisé les formules empiriques et pour déterminer l'apport annuel théorique.

a) Formule de l'ANRH

$$A_{\text{moy}} = 0.915 \times P^{2.684} \times S^{0.842} \dots\dots\dots (III.15)$$

Avec :

P : précipitation moyenne (m)

S : Surface du bassin versant (km²)

AN : $A_0 = 0,61 \text{ Mm}^3$

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (III.16)$$

AN : 32,85mm

b) Formule de Samie

$$A_0 = L_e \times S \dots\dots\dots (III.17)$$

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 22\sqrt{S})$$

Avec :

L_e : Lamme d'eau écoulée (mm).

P_0 : Pluie moyenne annuelle (m).

AN $L_e = 29,9 \text{ mm}$ donc $A_0 = 0,56 \text{ Mm}^3$

c) Formule de Mallet - Gauthier :

$$A_0 = L_e \times S \dots\dots\dots (III.18)$$

$$L_e = 0.6 \times P_{\text{moy}} (1 - 10^{-0,36 P_{\text{moy}}^2})$$

P : Pluie moyenne annuelle en (m).

L_e : lamme d'eau écoulée en (m)

AN : $L_e = 16,3\text{mm}$ Donc $A_0 = 0,30 \text{ Mm}^3$

d) Formule de Derie II

$$A_0 = 0.513 \times P^{2.683} \times D_d^{0.5} \times S^{0.842} \dots\dots\dots (III.19)$$

P : Pluie moyenne annuelle (m)

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

D_d : Densité de drainage (Km/Km^2)

AN : $A_0 = 0,64 \text{ Mm}^3$

Tableau III.11 : Récapitulatif des résultats.

Formule	$A_0(\text{Mm}^3)$
Formule de l'ANRH	0,61
Formule de SAMIE	0,56
Formule de Mallet - Gauthier	0,30
Formule de Derie II	0,64
La valeur moyenne	0,53

D'après les résultats de calcul de l'apport moyen annuel affichés dans le tableau III.11, donc on choisit la méthode qui se rapproche le plus de la valeur moyenne ($A_{0\text{moy}} = 0,56 \text{ Mm}^3$)

III.5.1.2 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

le tableau ci-dessous résume les apports mensuels.

Tableau III.11 Répartition mensuelle de l'apport moyen

mois	sep	oct	nov	Déc	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
Pluie Mm	26,71	33,00	37,68	44,27	43,27	35,83	28,78	32	21,35	11,87	4,24	5,82	324,81
Les apports $\times 10^{-2}$ Mm ³	3,7	5,7	7,3	10	9,85	6,7	4,3	5,3	2,4	0,7	0,09	0,18	0,56

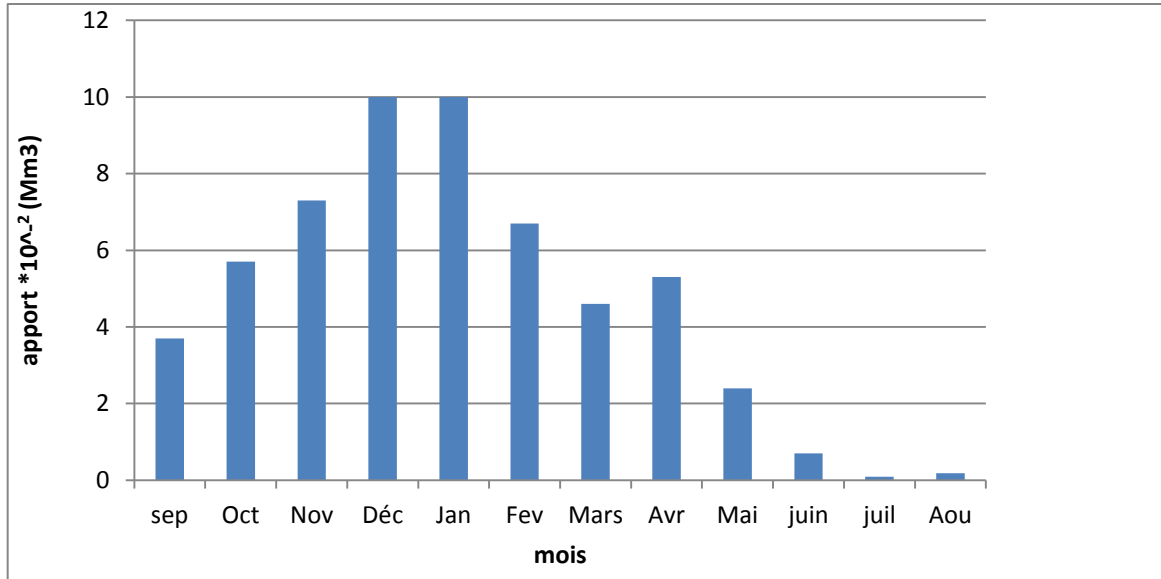


Figure III.8 Répartition mensuelle de l'apport moyen

III.5. 2 Caractéristiques de l'écoulement :

a) Module de l'écoulement :

$$Me = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots(III.20)$$

A₀: Apport moyen annuel

T : Temps d'une année en secondes T = 3,1536.10⁷s

AN : Me = 17,74 l/s

b) Module de l'écoulement relatif :

$$M_0 = Me / S_{bv} \dots\dots\dots(III.21)$$

Me: Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

AN : M₀ = 0,95 l/s/km²

c) Lame d'eau écoulée :

$$L_e = A_0/S_{BV} \dots\dots\dots(III.22)$$

AN : L_e = 30 mm

d) Coefficient de l'écoulement:

$$C_e = L_e/P_{moy} \dots\dots\dots(III.23)$$

AN : $C_e = 0,092$

III.5.3 Apports fréquents

Pour le dimensionnement de notre barrage, une étude des apports fréquents paraît nécessaire. Pour cela, il faut tout d'abord calculer le coefficient de variation. Pour la détermination du coefficient de variation C_v des apports annuels du barrage SANEG on utilise

- **la Formule de KRISTEKLY MENKEL :**

$$C_v = 0,83/S^{0,06} \times M_0^{0,27} \dots\dots\dots (III.24)$$

AN : $C_v = 0,70$

En supposant que l'écoulement suit une loi Pearson III, l'apport annuel fréquentiel $A_p\%$ est calculé par la formule III.25

$$A_p\% = (F_p\% \cdot C_v + 1) \cdot A_0 \dots\dots\dots (III.25)$$

C_v : Coefficient de variation ;

$F_p\%$: Fonction Rybkine Foster est tabulée pour une probabilité $P\%$ et un coefficient d'asymétrie C_s le coefficient de variation C_v exprime la dispersion de la série par rapport à la moyenne. Plus il est faible, plus la variabilité des valeurs par rapport à la moyenne est faible. Plus le coefficient de variation est grand, plus il y a une variabilité interannuelle de l'écoulement.

En absence d'information, le coefficient d'asymétrie (C_s) est pris égal à deux fois le coefficient de variation (C_v).

$$C_s = 2 C_v = 1,40$$

Pour une probabilité $P = 80\%$; $C_s = 1.40$; $F_{80\%} = -0,83$; $A_{80\%} = 0,235 \text{ Mm}^3$.

III. 5.4 Répartition intra annuelle de l'apport à 80 % ($A_{80\%}$)

L'apport intra-annuelle suit la même répartition que celle des pluies. Sa modulation est donnée dans le tableau III.12.

Tableau III.12 Répartition mensuelle des apports $A_{80\%}$

Mois	sep	oct	nov	Déc	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou
Les apports	3,7	5,7	7,3	10	9,85	6,7	4,6	5,3	2,4	0,7	0,09	0,18
Les apports 80% (Mm^3) 10^{-2}	1,55	2,39	3,05	4,2	4,13	2,8	1,93	2,22	1,01	0,29	0,038	0,075

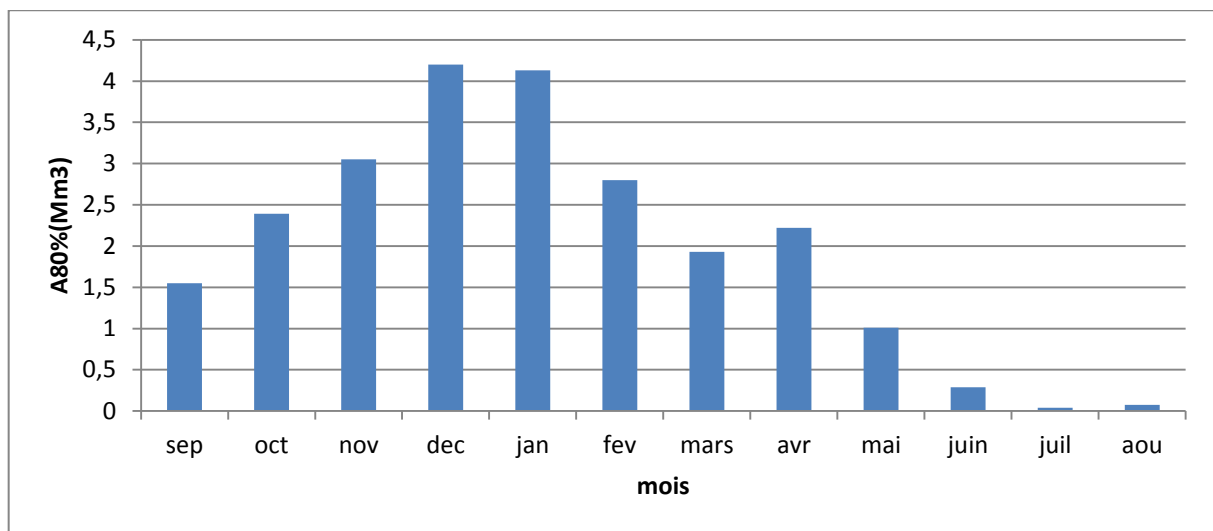


Figure III.9 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$

III.5.5 l'apport solide

Les sédiments qui pénètrent dans une retenue et qui résultent de l'érosion, sont transportés jusqu'à la retenue par les lits mineurs des réseaux hydrographique ainsi que par mis elle direct. Ces apports solides qui sont d'une granulométrie extrêmement variée, allant des graviers et des cailloux jusqu'aux particules de limons et d'argile.

Pour le calcul du volume mort de la retenue on utilise les formules empiriques :

✓ Formule de TEXERONT [2]

Supposons que la totalité du bassin possède une même perméabilité (perméabilité moyenne)

$$Es = K \times Le^{0,15} \dots \dots \dots (III.26)$$

Où :

Le : Lame d'eau ruisselée moyenne interannuelle (mm), $Le = 30,00 \text{ mm}$;

K : constante dont ses valeurs sont présentées dans le tableau III.13.

Tableau III. 13 Valeur de K pour différents types de perméabilité[2]

Perméabilité	La valeur de K
Terrains d'une perméabilité élevée	8,5
Perméabilité moyenne	75
Perméabilité faible à moyenne	350
Perméabilité faible	1400
Terrains perméables	3200

A.N : $E_s = 124,92 \text{ (t/Km}^2\text{/an)}.$

Le volume mort est estimé avec la formule suivante :

$$V_m = \frac{E_s \times S \times T}{\gamma} \dots\dots\dots \text{(III.27)}$$

Où :

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

S : Superficie du bassin versant ;

T : Délai de service ; T =20 ans.

$$V_m = 38662,74 \text{ m}^3.$$

III.6 Etude des crues

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter les paramètres définissant une crue sont :

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

l'estimation des débits de crues fréquentielle se fera à partir d'un examen des formules empiriques : SOKOLOVSKY, TURAZZA et MALLET– GAUTIER

a) Méthode volumétrique (Formule de SOKOLOVSKY)

$$Q_{\max\%} = \frac{0.28 \times (P_{ct} - H_0) \times \alpha p\% \times F \times \bar{S}}{T_m} \dots\dots\dots (III.28)$$

Où :

H_0 : pertes initiales en mm. $H_0 = 7$ mm ;

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

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

Fréquence	1	2	5	10	20
α	0,36	0,32	0,29	0,26	0,22

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

Tableau III.14 : valeur de γ en fonction de bassin versant (mémoire ENSH)

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 : $\gamma = 2$ D'où : $F = 1.2$

S : Superficie du bassin (Km²) ;

T_m : temps de monté $T_m = T_c = 2,41$ h.

b) Formule de TURRAZA:

$$Q_{\max\%} = \frac{C \times I_t \times S}{3.6} \dots\dots\dots (III.29)$$

S : Superficie du bassin versant (Km²) ;

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

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

c) Formule de MALLET-GAUTHIER

$$Q_{\max p\%} = 2K \log (1+A.P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1+4\log T - \log S} \dots\dots (III.30)$$

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

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

S : Superficie du bassin versant km²;

L : Longueur du talweg principal km;

A : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30 [$A = 25$].

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : $K(1-3)$, On prend $K = 1$;

T : Période de retour (an).

Tableau III.15 Calcul de $Q_{j\max}$ par les différentes formules empiriques.

Formules	$Q_{\max, P \%}$ (Mm ³ /s)				
	Période de retour				
	100	50	20	10	5
SOKOLOVSKY	21,05	16,33	11,96	8,76	5,59
TURRAZA	37,99	34,31	29,44	25,71	21,81
MALLET-GAUTHIER	15,18	14,28	12,99	11,91	9,40

D'après les résultats obtenus par les différentes méthodes de calcul de débit

de crues, on remarque que les valeurs obtenues par la méthode de **GIANDOTTI** et celle de **SOKOLOVSKY** sont proches l'une de l'autre, La formule de **sokolovsky** donne des résultats très proche de la moyenne, mais aussi elle est d'usage très répandue chez les hydrologues du Nord d'Afrique, car elle tient compte de tous les paramètres caractéristiques du bassin versant, le temps de montée de la crue, ainsi que de la pluie fréquentielle génératrice de celle-ci.

III.6.1 Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue représente la variation des débits d'un cours d'eau en fonction du temps, il permet de déterminer les caractéristiques de la crue, forme, volume, temps de montée et temps de descente, la forme de l'hydrogramme de crue est déterminée selon la méthode de SOKOLOVSKY, qui assimile l'hydrogramme à deux équations paraboliques, l'une traduisant la montée de la crue qui s'écrit :

- **Pour le temps de montée**

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots (III.31)$$

$T_m = T_c$: Temps de montée.

- **Pour la décrue**

$$Q_d = Q_{\max} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \dots\dots\dots (III.32)$$

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

δ : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant.

Tableau III.16 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

$T_m = T_c = 2,41h$

$T_d = 4,82 h$

$T_b = 7,23 h$

Tableau III.17: Récapitulatif des résultats de l'Hydrogramme de la crue

	Débit de crue du période de retour(ans)				
Temps h	100	50	20	10	5
0	0	0	0	0	0
0,4	0,58	0,44	0,33	0,24	0,15
0,8	2,32	1,80	1,32	0,96	0,62
1,2	5,22	4,05	2,97	2,17	1,39
1,6	9,28	7,20	5,27	3,86	2,46
2	14,5	11,25	8,24	6,03	3,85
2,41	21,05	16,33	11,96	8,76	5,59
2,8	16,23	12,60	9,22	6,77	4,31
3,2	13,69	9,47	6,94	5,08	3,24
3,6	8,92	6,92	5,07	3,71	2,37
4	5,98	4,87	3,57	2,61	1,67
4,4	4,22	3,27	2,40	1,75	1,12
4,8	2,66	2,07	1,51	1,11	0,71
5,2	1,55	1,2	0,88	0,64	0,41
5,6	0,8	0,62	0,45	0,33	0,21
6	0,34	0,26	0,19	0,14	0,09
6,4	0,1	0,08	0,06	0,04	0,03
6,8	0,013	0,01	0,008	0,006	0,004
7,23	0	0	0	0	0
7,6	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0

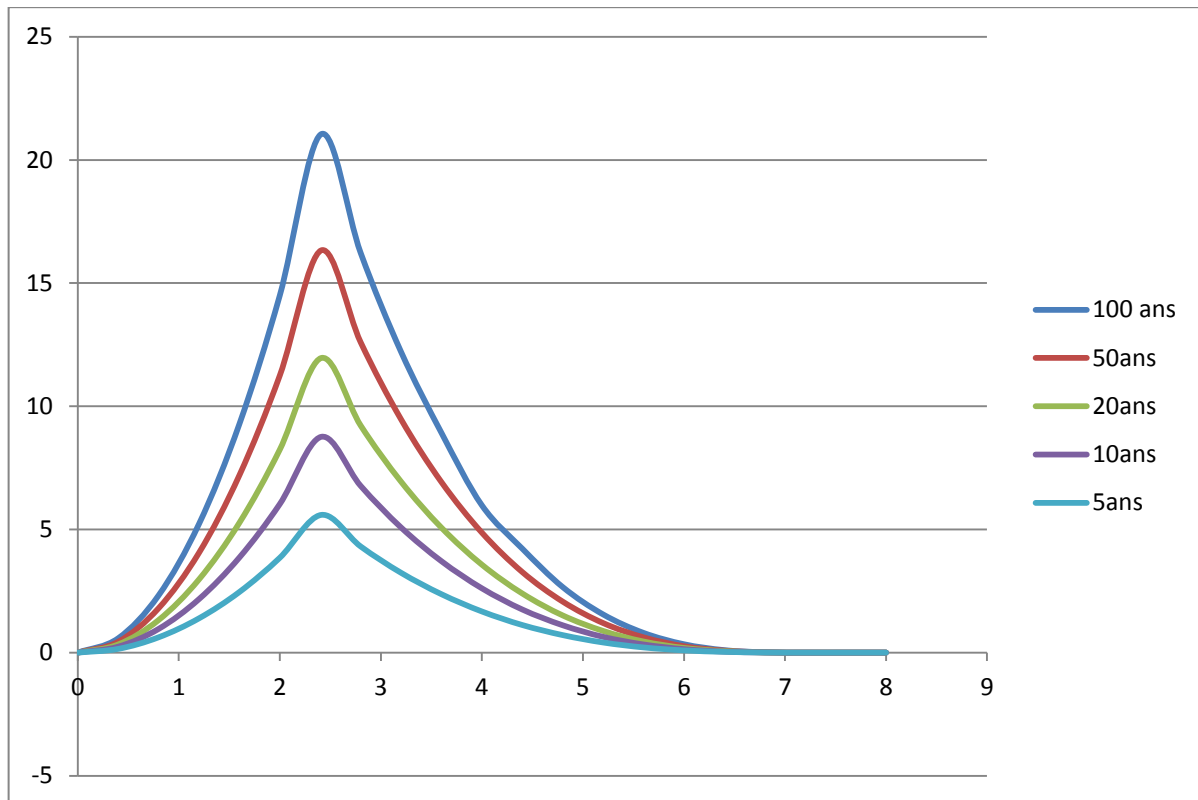


Figure III.10 Les hydrogrammes des crues probables en fonction du temps
(Méthode de SOKOLOVSKY)

III.6.2 Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer les Plus Hautes Eaux (PHE) et dimensionner l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités de laminage. Souvent la crue de projet considérée est la crue de débit de pointe maximale.

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

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

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau III.18 Crues de projet recommandé

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

Selon les conditions de notre site, on est dans la catégorie des dommages faibles donc on choisira une crue entre 100. Mais aussi on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficielle–perméabilité...etc.).

D'où une autre méthode sera prise en compte tout en calculant l'indice global "Ig" qui est

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r \dots\dots\dots(III.33)$$

Lié à tous ces paramètres tel que :

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

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

I_r : représente les risques.

- Si le risque est faible ($I_g=1$), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.
- Si le risque est moyen ou modéré ($I_g=2$), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.
- Si le risque est élevé, la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Pour notre cas, on accepte un risque faible (**$I_g=1$**) et on opte pour la crue centennale.

$$Q_{1\%} = 21,05 \text{ m}^3/\text{s}$$

III.7 Régularisation

L'étude de régularisation du barrage projeté sur l'Oued SANEG a pour objectif de déterminer le volume de la réserve utile ainsi que le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Les paramètres nécessaires au calcul de la régularisation sont :

- La répartition mensuelle de la demande en eau d'irrigation.
- La répartition mensuelle de l'apport (à 80% Hm3).
- La répartition mensuelle d'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

III. 7.1 Répartition mensuelle de l'apport A80 %

Tableau III.19 Répartition mensuelle des apports

Mois	sep	oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou
Les apports	3,7	5,7	7,3	10	9,85	6,7	4,6	5,3	2,4	0,7	0,09	0,18
Les apports 80% (Mm ³)10 ⁻²	1,55	2,39	3,05	4,2	4,13	2,8	1,93	2,22	1,01	0,29	0,038	0,075

III.7.2 Répartition des besoins

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation obtenue auprès de l'ANRH est affichée dans le tableau III.20.

Tableau III.20 Répartition des besoins

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout
M ³ /ha	8100	3240	0	0	0	0	1485	6075	9450	42980	55580	40880

(Source :DRE MEDEA)

III.7.3 Répartition de l'évaporation

L'évaporation est un paramètre important du bilan hydrologique le tableau III.21 montre la répartition de l'évaporation mensuelle dans la région d'étude. Les données l'évaporation disponibles sont celles mesurées à la station de kser Boukhari ainsi proche du site du barrage projet.

Tableau III.21 Répartition de l'évaporation

mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
Ev (mm)	180	100	60	40	35	55	70	110	160	240	265	245	1560
Ev(%)	11,54	6,41	3,85	2,56	2,24	3,53	4,49	7,05	10,25	15,38	16,99	15,71	100

(Source :ONM)

III.7.4 Courbes Hauteur – capacités – surface

La cote minimale relevée est de 742 m et de cote maximale de 1199 m, soit de hauteur près de 20 mètres. L'approximation des volumes a été faite selon l'expression :

$$\Delta V = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (III.34)$$

Avec ;

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 en (m^3).

Tableau III.22 Courbe topographiques et volumétriques

Hauteur(m)	Cote (m)	S(m ²)	$\Delta H(m)$	$\Delta V(m^3)$	V cumulé (m ³)
0	742	0	0	0	0
1	743	198,35	1	99,175	148.76
2	744	1000	1	599,175	747.935
3	745	1500	1	1250	1997.935
4	746	2300	1	1900	3897.935
5	747	3520	1	2910	6807.935
6	748	6872,75	1	5061,375	11869.31
7	749	13068	1	9970,375	21839.685
8	750	18900,3	1	15984,15	37823.835
9	751	23400,71	1	21150,505	58974.34
10	752	27063,1	1	25231,905	84206.245
11	753	33071,2	1	30067,15	114273.395
12	754	40000	1	36535,6	150808.995
13	755	47722,6	1	43861,3	194670.295
14	756	54307,7	1	51015,15	245685.445
15	757	61500	1	57903,85	303589.295
16	758	69719,8	1	65609,9	369199.195
17	759	76038,1	1	72878,95	442078.145
18	760	83006,3	1	79522,2	521600.345
19	761	90440	1	86723,15	608323.495
20	762	97028,71	1	93734,355	702057.85

Les courbes (capacité – surface – hauteur).

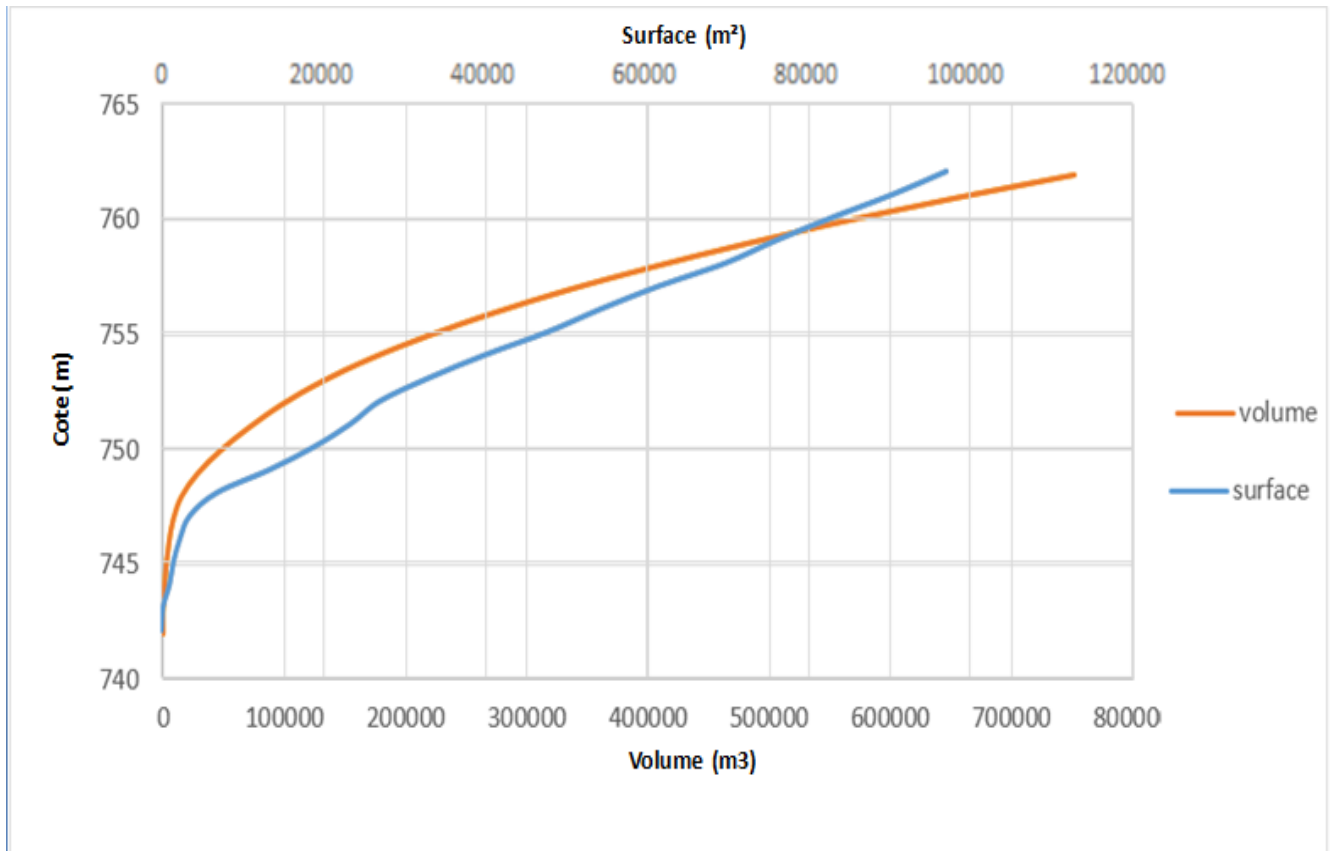


Figure III.11 : courbe (capacité-surface-hauteur)

III.7.5 Calcul de volume utile [2]

Pour calculer le volume utile de la retenue il faut tenir compte de :

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

Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant la méthode du bilan d'eau, une régularisation saisonnière en tenant compte des pertes est la méthode retenue.

Procédé de calcul

- ✓ Détermination de la période de 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.

La période de bonne hydraulicité est celle du mois de Novembre jusqu'au mois d'Octobre.

Les calculs se font comme suit :

$$V_{rf} = V_{ri} + (W - U) \dots\dots\dots (III.35)$$

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final.

V_{ri} : Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

III.7.5 .1 Détermination de la période de bonne hydraulicité

Tableau III.23 Période de bonne hydraulicité

mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
$A_{80\%}$	0,0155	0,0239	0,0305	0,042	0,0413	0,028	0,0193	0,0222	0,0101	0,0029	0,00038	0,00075
$U_{80\%}$	0,0081	0,00324	0	0	0	0	0,00148	0,006075	0,00945	0,042980	0,055580	0,040880
$A_{80\%}$ $-U_{80\%}$	0,0074	0,02066	0,0305	0,042	0,0413	0,028	0,0178	0,01613	0,0006	-0,04008	-0,05520	-0,04013

D'après ce tableau la période à bonne hydraulicité est celle du mois de Septembre jusqu'au mois de mai

III.7.5 .2 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

le calcul du volume utile nécessite la connaissance du deux types de fonctionnement de la retenue :

- **1ère consigne d'exploitation**

Elle consiste à remplir le barrage, lors des crues, jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR).

Ensuite restituer l'excédent d'eau qui est déversée par l'évacuateur de surface.

Le niveau de remplissage initial est fixé au remplissage final qui est déterminé pour chaque mois, en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser.

- **2ème Consigne d'exploitation**

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface.

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

Tableau III.25 Régularisation saisonnière sans tenir compte les pertes [2]

Régularisation saisonnière sans tenir compte les pertes									
Mois	A ₈ 0%	U _{80%} (Mm ³)	A-U (Mm ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation			2 ^{ème} consigne d'exploitation		
				V _{rf} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S(Mm)	V _{rf} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S (Mm ³)
Sep	0,0155	0,0081	0,0074		0,039		0,0316	0,039	0,0074
				0,0464			0,0184	0,039	0,0206
Oct	0,0239	0,00324	0,0206				0,0085	0,039	0,0305
				0,0671					
Nov	0,0305	0	0,0305				0,0282	0,039	0.0108
				0,0976					
Dec	0,042	0	0,0422				0,0704		
				0,1398					
Jan	0,0413	0	0,0413		0.1742	0.0069	0,1117		
				0,1811					
Fev	0,028	0	0,028		0.1742	0.028	0,1397		
				0,2022					
Mar	0,0193	0,00148	0,0178		0.1742	0.0178	0,1575		
				0,192					
Avr	0,0222	0,006075	0,0161		0.1742	0.0161	0,1736		
				0,1903					
Mai	0,0101	0,00945	0,0006		0.1742	0.0006	0,1742		
				0,1748					
Juin	0,0029	0.042980	-0.04008						
				0,1347			0,1343		
Juil	0,00038	0.055580	-0.05520						
				0,0795			0,07913		
Aout	0,00075	0.040880	-0.04013				0,039		
				0,039					
						S= 0,069			S= 0,069

Du tableau précédent, on a

$$V_s = 0,20439 \text{ Mm}^3 \quad \text{et} \quad V_d = 0,1352 \text{ Mm}^3$$

On a $V_s > V_d$ D'où : $V_u = V_d$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps.

$$\text{Alors } V_u = V_d = 0,1352 \text{ Mm}^3$$

$$V_u = 0,1352 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m$$

$$\text{Avec : } V_m = 0,039 \text{ Mm}^3$$

$$\text{D'où : } V_{NNR} = V_m + V_u = 0,039 + 0,1352 = 0,1742 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NNR} = 0,1742 \text{ Mm}^3$$

III.7.5.3 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

Pertes par évaporation :

Nous avons

$$V_p = S_{\text{moy}} * E_s \dots\dots\dots(\text{III.36})$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (mm) ;

S_{moy}: Surface du plan d'eau correspondant au volume moyen (V_{moy}).elle déterminée sur la courbe $S = f(V)$;

V_{moy} : volume moyen.

$$V_{\text{moy}} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \dots\dots\dots(\text{III.37})$$

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

- **Pertes par infiltration**

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta V_{\text{moy}}}{100} \dots\dots\dots \text{(III.38)}$$

V_{inf} : Volume perdu à cause de l'infiltration;

δ : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette;

V_{moy} : Volume moyen.

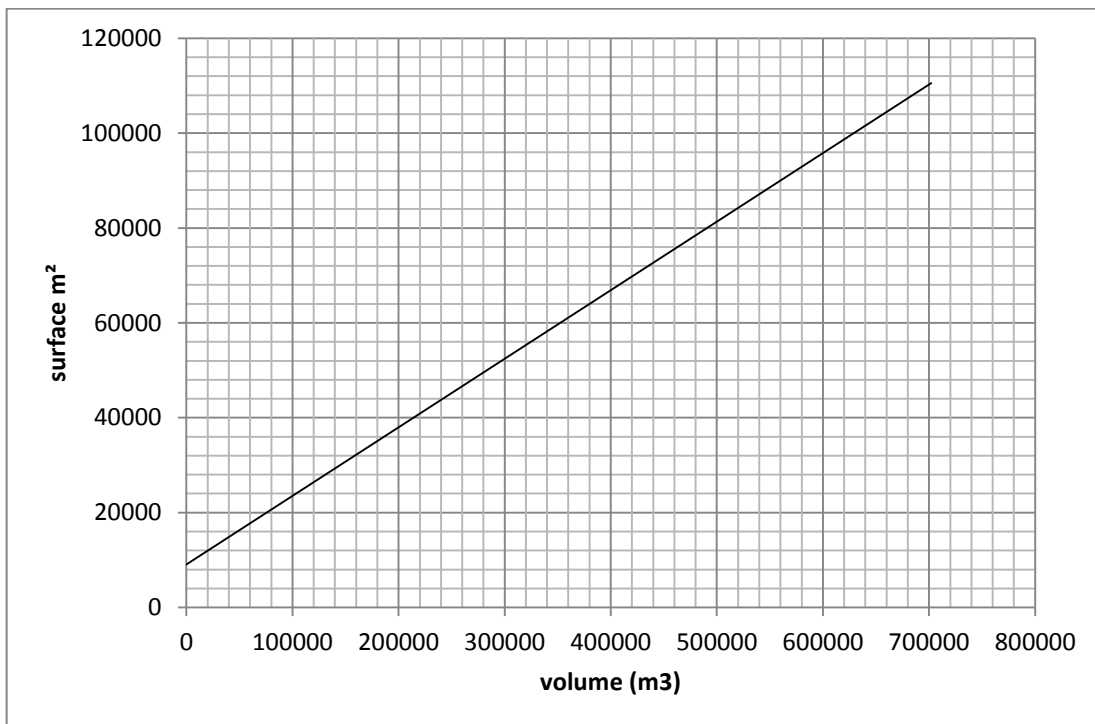


Figure III.13 la courbe volumétrique $S = f(V)$

Tableau III.26 Calculs des pertes

Mois	V_{moy} (Mm ³)	S_{moy} (Km ²)	Es (m)	V_{ep} (Mm ³)	V_{inf} (Mm ³)	$\Pi = V_{\text{ep}} + V_{\text{inf}}$
Sep	0,105	0,0312	0,18	0,0056	0,0011	0.0067
Oct	0,103	0,0308	0,10	0,0031	0,00103	0.00413
Nov	0,109	0,0319	0,06	0,0019	0,00109	0.00299
Dec	0,123	0,0345	0,04	0,0014	0,00123	0.00263
Jan	0,142	0,0386	0,035	0,0013	0,00142	0.00272
Fev	0,158	0,0414	0,055	0,0022	0,00158	0.00378
Mar	0,172	0,0436	0,070	0,0031	0,00172	0.00482
Avr	0,176	0,0446	0,039	0,0044	0,00176	0.00616
Mai	0,177	0,0445	0,00247	0,00011	0,00012	0,00023
Juin	0,169	0,0431	0,0024	0,000054	0,000066	0.00012
Juil	0,148	0,0397	0,0043	0,00017	0,0008	0.0009
Aout	0,124	0,0351	0,0026	0,00009	0,00003	0.00012

Tableau III.27 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes[2]

	Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes									
Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	Π (Mm ³)	A-U-Π (Mm ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation			2 ^{ème} consigne d'exploitation		
					V (Mm ³)	V (Mm ³)	S (Km ²)	V (Mm ³)	V (Mm ³)	S (Mm ³)
Sep	0,0155	0,0081	0.0067	0.0007		0,039		0,0383	0,039	0,0007
					0,0397			0,02253	0,039	0,01647
Oct	0,0239	0,00324	0.00413	0.01647						
					0,05617			0.0221	0.039	0.0169
Nov	0,0305	0	0.00299	0.02751						
					0,0842			0.496		
Dec	0,042	0	0.00263	0.03957						
					0,1237			0.089		
Jan	0,0413	0	0.00272	0.03858						
					0,1623			0,128		
Fev	0,028	0	0.00378	0.02422						
					0,18651	0,1753	0.01121	0,152		
Mar	0,0193	0,00148	0.00482	0.01298						
					0,1883	0,1753	0,01298	0,1649		
Avr	0,0222	0,006075	0.00616	0.00994						
					0,1852	0,1753	0,00994	0,1749		
Mai	0,0101	0,00945	0.00023	0.00037						
					0,17567	0,1753	0,00037	0,1753		
Juin	0,0029	0.042980	0.00012	-0.0402						
					0,1354			0,1659		
Juil	0,00038	0.055580	0.0009	-0.0563						
					0,079			0,1505		
Aout	0,00075	0.040880	0.00012	-0.04025						
					0,039			0,039		
							S=0,0341			S=0,0341

Du tableau précédent, on a

- $V_s = 0,170 \text{ Mm}^3$
- $V_d = 0,1364 \text{ Mm}^3$

On a $V_s > V_d$ D'où : $V'_u = V_d$

Alors $V'_u = V_d = 0,136 \text{ Mm}^3$

$$V'_u = 0,136 \text{ Mm}^3$$

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

Avec : $V_m = 0.039 \text{ Mm}^3$

D'où :

$$V_{NNR} = V_m + V'_u = 0,039 + 0,136 = 0,1753 \text{ Mm}^3$$

$$V'_{NNR} = 0,1753 \text{ Mm}^3$$

$$NNR = 754,70 \text{ m NGA}$$

C) Estimation de l'erreur :

Il faut vérifier la condition suivante $1\% < E < 2\%$ Si ce pas vérifié il faut faire des itérations.

$$E = \frac{V_u' - V_u}{V_u} \cdot 100 \leq 1\% \text{ à } 2\% \dots\dots\dots(\text{III.39})$$

$E = 1,5\%$ **donc la condition est vérifiée**

III.8 laminage des crues [2]

Le problème du laminage de crues se pose fréquemment à l'ingénieur hydraulicien, que ce soit dans le domaine de la protection contre les inondations (dimensionnement de bassin de rétention) ou dans celui de la sécurité des ouvrages (dimensionnement d'évacuateurs de crues).

Le phénomène de laminage des crues est la transformation de l'onde de crue entre un point amont et un point aval d'un cours d'eaux.

Le laminage des crues correspond à l'atténuation progressive d'une onde de crue lors de sa propagation dans un chenal par frottement ou bien lorsque cette onde traverse un réservoir.

Dans les petits bassins versants, les débits des crues instantanés sont relativement élevés mais le volume des crues est en général assez faible et les crues peuvent être laminées de façon appréciable par

stockage dans la tranche disponible entre la cote du déversoir (niveau normal) et celle des plus hautes eaux.

Le débit qui passe dans l'évacuateur des crues (Q_e) est inférieur à celui de la pointe de la crue à l'entrée de la retenue (Q_c). L'effet du laminage de crue dépend de la forme de l'hydrogramme de la crue entrant dans la retenue, de la capacité de l'évacuateur et de la forme de la partie supérieure de la retenue.

On a la formule suivante

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dt \dots\dots\dots(III.40)$$

Avec :

Q : Le débit entrant de la crue;

q : Le débit déversé par l'évacuateur de crue (débit laminé);

S : La surface du plan d'eau de la cuvette;

Le débit cumule à l'instant t est :

$$Q - q = S \times \frac{dt}{dh} \dots\dots\dots(III.41)$$

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

Il existe plusieurs procédés de calcul :

- ✓ Méthode de Hildenblate,
- ✓ Méthode de Blakmore
- ✓ Méthode de Kotcherine
- ✓ Méthode de tep by step
- ✓ Méthode graphique

Pour notre étude, nous retenons la méthode de Kotcherine.

III.8.1 Méthode de KOTCHERINE [2]

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

- ✓ L'hydrogramme de crue est considère comme un triangle ou un trapèze,
- ✓ 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 normal de la retenue (NNR).
- ✓ Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

III.8.1.1 Estimation du débit de crue laminée

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivant :

$$V_f = V_{cp\%} (1 - q_{lam}/Q_{\%}) \dots\dots\dots(III.42)$$

Avec :

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

$V_{cp\%}$: le volume de la crue correspondant au $Q_{\%}$ en m^3 ;

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

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée

$$q_{lam} = 0.85 \times Q_{p\%} (1 - \frac{V_f}{V_{cp\%}}) \dots\dots\dots(III.43)$$

III.8.1.2 Estimation de la charge au dessus du déversoir

La formule générale du déversoir :

$$q = m b H_d^{3/2} \sqrt{2g} \dots\dots\dots(III.44)$$

Où :

m : Coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge H et de la forme de la crête du déversoir. Pour notre cas, il est constant et égal à **0,49**.

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

b : La largeur de déversoir. (**On la fait varier de 4 à 20 m**).

H : La charge sur le déversoir (**On la fait varier de 0,5 à 3 m**).

Tableau III.28 Données de départ

Les données initiales	
$g(m^2/s)$	9,81
α	1
$Q_{max1\%} (m^3/s)$	21.05
$V_{c1\%} (m^3)$	273944.7
m	0,49
$P(m)$	1

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III.29 Détermination de H_a et Q en fonction de b

$H_a(m)$	NPHE m	V_f Mm^3	$q_{maxp\%}$ m^3/s	$q_{maxp\%}; b$ en (m)									
				b=4	b=6	b=8	b=10	b=12	b=14	b=16	b=18	b=20	b=22
0.5	755.2	0.023	16.932	3.06983	4.60475	6.13966	7.67458	9.20950	10.7444	12.2793	13.8142	15.3491	16.8840
0.75	755.45	0.035	16.475	5.63964	8.45946	11.2792	14.0991	16.9189	19.7387	22.5585	25.3783	28.1982	31.0180
1	755.7	0.056	16.017	8.6828	13.0242	17.3656	21.707	26.0484	30.3898	34.7312	39.0726	43.414	47.7554
1.25	755.95	0.065	15.443	12.1345	18.2018	24.2691	30.3364	36.4037	42.4710	48.5383	54.6056	60.6729	66.7402
1.5	756.2	0.755	14.907	15.9513	23.9269	31.9026	39.8783	47.8539	55.8296	63.8052	71.7809	79.7566	87.7322
1.75	756.45	0.089	14.319	20.1009	30.1514	40.2019	50.2524	60.3029	70.3533	80.4038	90.4543	100.504	110.555
2	756.7	0.113	13.699	24.5586	36.8380	49.1173	61.3966	73.6760	85.9553	98.2346	110.514	122.793	135.072
2.25	756.95	0.133	13.098	29.3044	43.9566	58.6089	73.2611	87.9133	102.565	117.217	131.870	146.522	161.174
2.5	757.2	0.1435	12.491	34.3217	51.4826	68.6435	85.8044	102.965	120.126	137.287	154.448	171.608	188.769
2.75	757.45	0.1575	11.641	39.5966	59.3950	79.1933	98.9917	118.790	138.588	158.386	178.185	197.983	217.781
3	757.7	0.182	10.858	45.1171	67.6757	90.2343	112.792	135.351	157.910	180.468	203.027	225.585	248.144

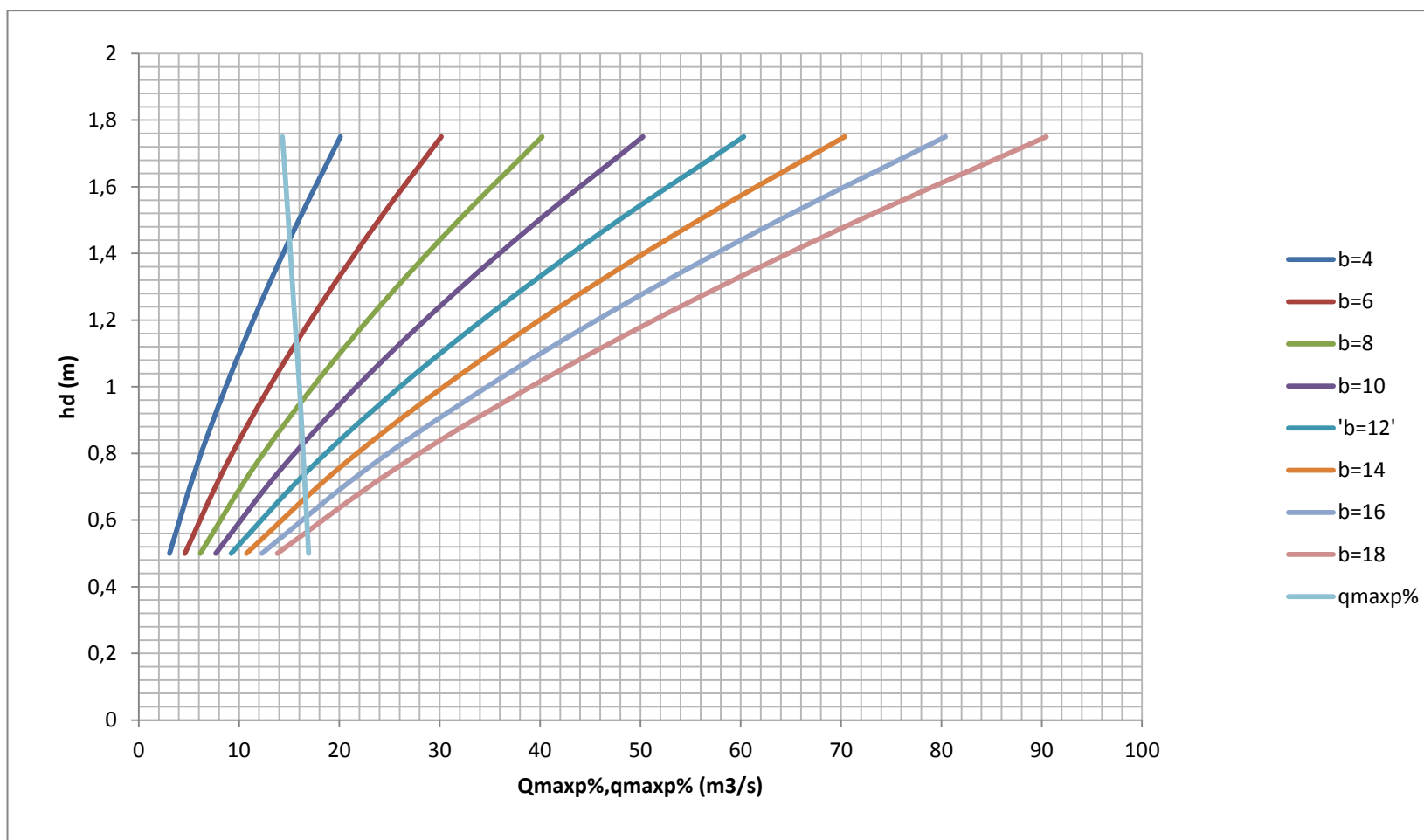


Figure III.14 la courbe $H_d=f(Q,q)$

Les résultats de l'étude du laminage des crues millénaires de quelques largeurs du déversoir sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.30 Résultat de calcul par la méthode de Kotcherine

Largeur (m)	Hauteur (m)	q laminé (m ³ /s)
4	1.404	14.38
6	1.12	15.43
8	0.96	16.33
10	0.8	16.53
12	0.73	16.60
14	0.68	16.72
16	0.602	16.82
18	0.56	16.93

III.9 Etude d'optimisation

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement

III.9.1 Calcul du coût approximatif de la digue

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

$$V_B = \sum v_i \dots\dots\dots(III.45)$$

Avec

$$V_i = \frac{W_i + W_{i+1}}{2} L_i \dots\dots\dots(III.46)$$

V i : le volume du barrage à la cote **i**.

W i : Section transversale correspondante à la coupe **i**.

L i : Distance entre deux coupes voisines.

On a :

$$W_i = \frac{b+Bi}{2} H_i \dots\dots\dots(III.47)$$

B i : Largeur de base donnée par :

$$B_i = (m_1 + m_2) H_i + b_{cr} \dots\dots\dots(III.48)$$

m1,m2 : Les fruits des talus.

bcr : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point **i** :

H_b : Hauteur du barrage avec :

$$H = NNR + R + h \text{ dév} + t \dots\dots\dots(III.49)$$

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

III.9.1.1 calcul de la revanche [2]

C'est la distance verticale entre la crête de la digue et le plan d'eau de la retenue(NPHE).Elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.La revanche minimale est donnée par plusieurs formules

$$R = 0.75 H_v + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(III.50)$$

Avec ;

H : hauteur des vagues (m) ;

v : vitesse des vagues (m/s).

Pour la hauteur des vagues, il existe plusieurs formules : en fonction de paramètre f(fetch) qui représente la largeur de plan d'eau

➤ **Formule de STEVENSON GAILLARD**

$$H = 0.75 + 0.34.\sqrt{F} - 0.26.\sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(III.51)$$

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 = 1.4 km].

$$R = 1.2m$$

➤ **Formule de MALLET et PACQUANT**

$$H = 0.5 + 0.33.\sqrt{F} \dots\dots\dots(III.52)$$

$$R = 1.1m$$

➤ **Formule Simplifiée :**

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots \text{(III.53)}$$

$$R = 1.3\text{m}$$

Tableau III.31 résultats de calcul de la revanche

Formule	La revanche (m)
STEVENSON GAILLARD	1.2
MALLET et PACQUANT	1.1
SIMPLIFIEE	1.3
La moyenne	1.2

Donc, on prend la valeur la plus proche à la moyenne **R= 1.2m**

II.9.1.2 Largeur en crête

La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

➤ **Formule T.KNAPPEN**

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{Hb} \dots\dots\dots \text{(III.54)}$$

➤ **Formule E.F.PREECE**

$$b_{cr} = (1.1 \cdot \sqrt{Hb}) + 1 \dots\dots\dots \text{(III.55)}$$

➤ **Formule PRATIQUE**

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{Hb} \dots\dots\dots \text{(III.56)}$$

➤ **Formule SIMPLIFIEE**

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{Hb} - 3 \dots\dots\dots \text{(III.57)}$$

Avec

H_b : Hauteur du barrage (m), donnée par :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t$$

t : marge de sécurité en tenant compte les tassements du barrage ($t = 0.5$ m)

Le tableau suivant montre les calculs de la hauteur de barrage ainsi que la largeur en crête en fonction de la variation de la charge déversantes :

Tableau III.32 Résultats du calcul du la largeur de la crête

b(m)	H(m)	NPHE(m)	Hb(m)	bcr knappen	bcr e.f.preece	Bcr pratique	bcr Simplifiée	Bcr moyenne
4	1.404	756.3	16	6.390	5.260	6.455	5.878	5.996
6	1.12	756	15.7	6.360	5.240	6.425	5.851	5.969
8	0.96	755.8	15.5	6.304	5.203	6.368	5.799	5.919
10	0.8	755.5	15.2	6.261	5.174	6.325	5.758	5.880
12	0.73	755.4	15.15	6.187	5.125	6.249	5.689	5.812
14	0.68	755.35	15.0	6.084	5.057	6.146	5.593	5.720
16	0.602	755.3	14.9	6.012	5.009	6.074	5.525	5.655
18	0.56	755.25	14.76	5.949	4.966	6.009	5.465	5.597

On opte pour une largeur optimale égale à 6m.

III.9.1.3 Calcul du coût de la digue

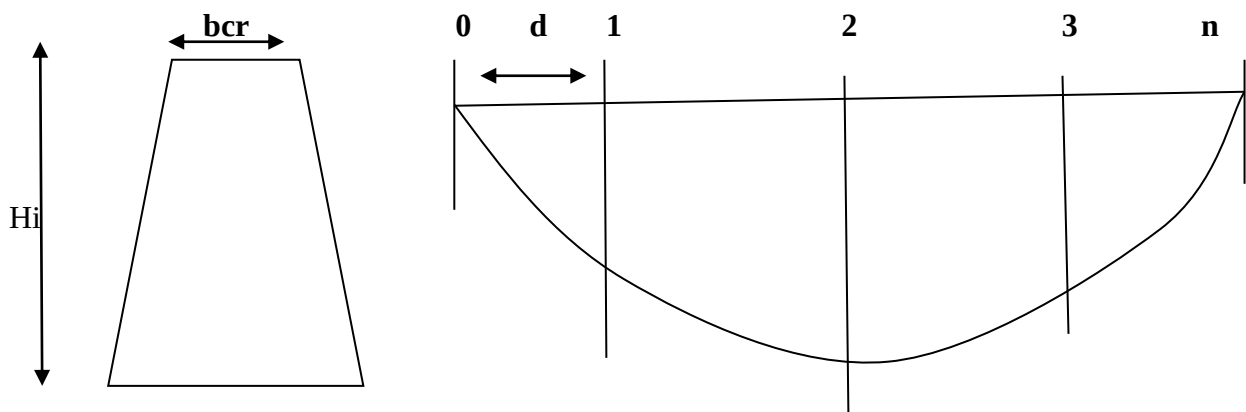


Figure III.14 Profil du barrage

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 précédemment.

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètre

Tableau III.33 calcul des volumes du barrage

b(m)	b=4	b=6	b=8	b=10	b=12	b=14	b=16	b=18	b=20
S₀(m²)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
H_{b1}(m)	8.8	8.5	8.3	8.2	8.0	7.9	7.9	7.8	7.7
B_{p1}(m)	54.5	52.8	51.7	51.1	50.0	49.5	49.5	48.9	48.4
S₁(m²)	266.3	249.7	239.2	234.1	224.0	219.0	219.0	214.1	209.2
H_{b2}(m)	11.2	10.9	10.7	10.6	10.4	10.3	10.3	10.2	10.2
B_{p2}(m)	67.6	66.0	64.9	64.3	63.2	62.7	62.7	62.1	62.1
S₂(m²)	412.2	392.1	379.0	372.6	359.8	353.5	353.5	347.3	347.3
H_{b3}(m)	11.9	11.6	11.4	11.3	11.1	11.0	11.0	10.9	10.9
B_{p3}(m)	71.5	69.8	68.7	68.2	67.1	66.5	66.6	66.0	66.0
S₃(m²)	460.8	439.6	425.8	418.9	405.4	398.8	400.1	392.1	392.1
H_{b4}(m)	16.0	15.7	15.5	15.2	15.15	15.06	15.0	14.9	14.76
B_{p4}(m)	99.0	97.3	96.2	95.7	94.6	92.4	91.8	91.3	90.2
S₄(m²)	886.8	857.4	838.0	828.4	809.4	772.0	762.8	753.7	735.5
S₅(m²)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Volume (m³)	55107.11	52600.3	50656.7	50012.2	49777.3	49282.2	49212.3	49201.4	49115.8

pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 900 DA (source ANBT d'ALGER 2015).

Tableau III.34 Détermination du cout de la digue

Largeur de déversant (m)	La hauteur de la digue(m)	Volume de la digue (m ³)	Cout de la digue (million DA)
4	16	55107.1	49.59
6	15.7	52600.3	47.34
8	15.5	50656.7	45.54
10	15.2	50012.2	45
12	15.15	49777.3	44.8
14	15.06	49282.2	44.3
16	15.0	49212.3	44.29
18	14.9	49201.4	44.2
20	14.76	49115.8	44.12

III.9.1.4 calcul du coût de l'évacuateur de crue

1- Le déversoir

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...), pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant à la suite l'instabilité de l'ouvrage. Le coefficient de débit est $m = 0.49$.

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

$$\frac{y}{H} = 0.47 \left(\frac{x}{H} \right)^{1.85} \dots\dots\dots(III.58)$$

H : Charge sur le seuil (m) ;

Y : Ordonnée du profil (m) ;

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc : $V_{dev} = S \times L$;

L : largeur du déversoir (m) ;

S : la section transversale (m²).

Le prix de 1 mètre cube du béton armé est estimé à 42 000 DA

Tableau III.35 Détermination du cout de déversoir.

L (m)	H(m)	S (m ²)	V (m ³)	Cout (million DA)
4	1.404	3.3	18.53	0.65
6	1.12	3.15	21.17	0.7
8	0.96	2.6	19.97	0.83
10	0.8	2.27	18.16	0.89
12	0.73	2.15	18.83	0.95
14	0.68	2.13	20.28	1.2
16	0.602	2.12	20.42	1.5
18	0.56	2	20.16	1.67

2- Le coursier

On opte pour un coursier de section rectangulaire avec :

- la longueur approximative déterminée topographiquement est 65.21 m .
- Le volume du béton de coursier est donné par

$$V_{\text{béton}} = L_{\text{cou}} \times S_{\text{béton}} \dots\dots\dots(\text{III.59})$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale à 0,5 mètres.

-Largeur du coursier est donnée par

$$b = (q_{\text{max}\%})^{0.4} \dots\dots\dots(\text{III.60})$$

Tableau II.36 Récapitulatif des coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes

b(m)	b=4	b=6	b=8	b=10	b=12	b=14	b=16	b=18	b=20
qmax(m³/s)	14.38	15.43	16.33	16.53	16.6	16.72	16.82	16.93	17.2
b cou (m)	3.22	3.28	3.31	3.32	3.33	3.35	3.36	3.36	3.38
Volume(m³)	202.80	204.76	205.74	206.06	210.30	216.82	218.45	221.06	222.69
Le cout M DA	8.324	8.754	8.6410	8.6547	9.0023	9.1566	9.1750	9.2846	9.4531

III.9.2 Evaluation du cout total du barrage

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau suivant

Tableau III.37 cout estimatif du barrage

Largeur du déversoir b(m)	Cout de l'évacuateur 10 ⁶ DA		Cout de la digue 10 ⁶ DA	Cout Global 10 ⁶ DA
	déversoir	coursier		
4	0.65	8.3	49.59	58.54
6	0.7	8.7	47.34	56.74
8	0.83	8.64	45.54	55.01
10	0.89	8.65	45	54.54
12	0.95	9	44.8	54.75
14	1.2	9.2	44.3	54.7
16	1.5	9.3	44.29	55.09
18	1.67	9.5	44.2	55.37
20	1.75	9.7	44.12	55.45

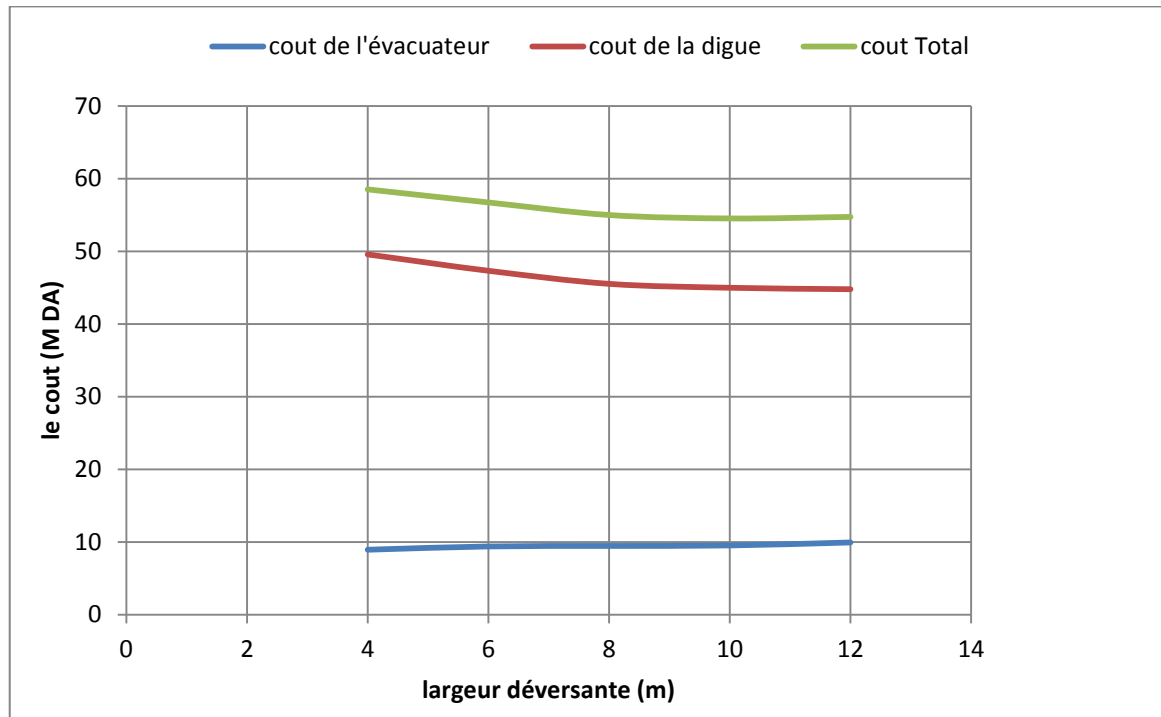


Figure III.15 la courbe d'optimisation

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure **III.15** la largeur déversant optimale donnant le coût minimum est **10 m** qui correspondant **hdév = 0.8 m** et **Q = 16.53 m³/s** avec un hauteur de barrage **Hb = 15.2 m** à une cote de crête optimale de la digue **757.2 m NGA**.

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

Tableau III.38 Caractéristiques du barrage

dénomination	Unité	Valeur
Volume mort	Mm ³	0.039
Volume utile	Mm ³	0.136
Volume au niveau normal de la retenue	Mm ³	0.175
Cote du fond ∇ <i>fond</i>	NGA	742
Cote au niveau normal de la retenue ∇ <i>NNR</i>	NGA	754.7
Cote de plus hautes eaux ∇ <i>NPHE</i>	NGA	755.5
Largeur de déversoir	m	10
La hauteur de la charge déversée	m	0.8
Cote en crête	NGA	757.2

III.10 Conclusion

Après la détermination de tous les paramètres hydrologiques (précipitations, crues,...), en utilisant des méthodes et un outillage essentiel afin d'arriver au dimensionnement de barrage .

On peut illustrer notre travail en finalité dans le schéma ci –Après :

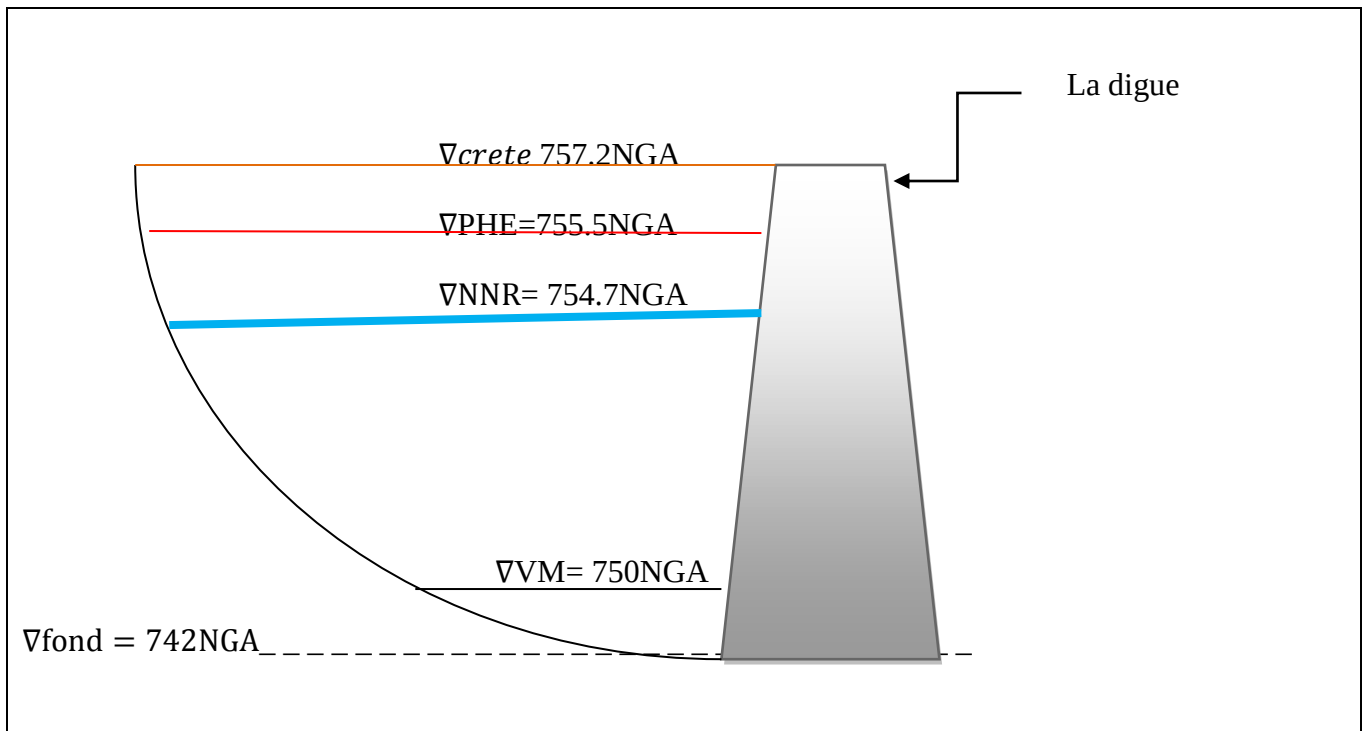
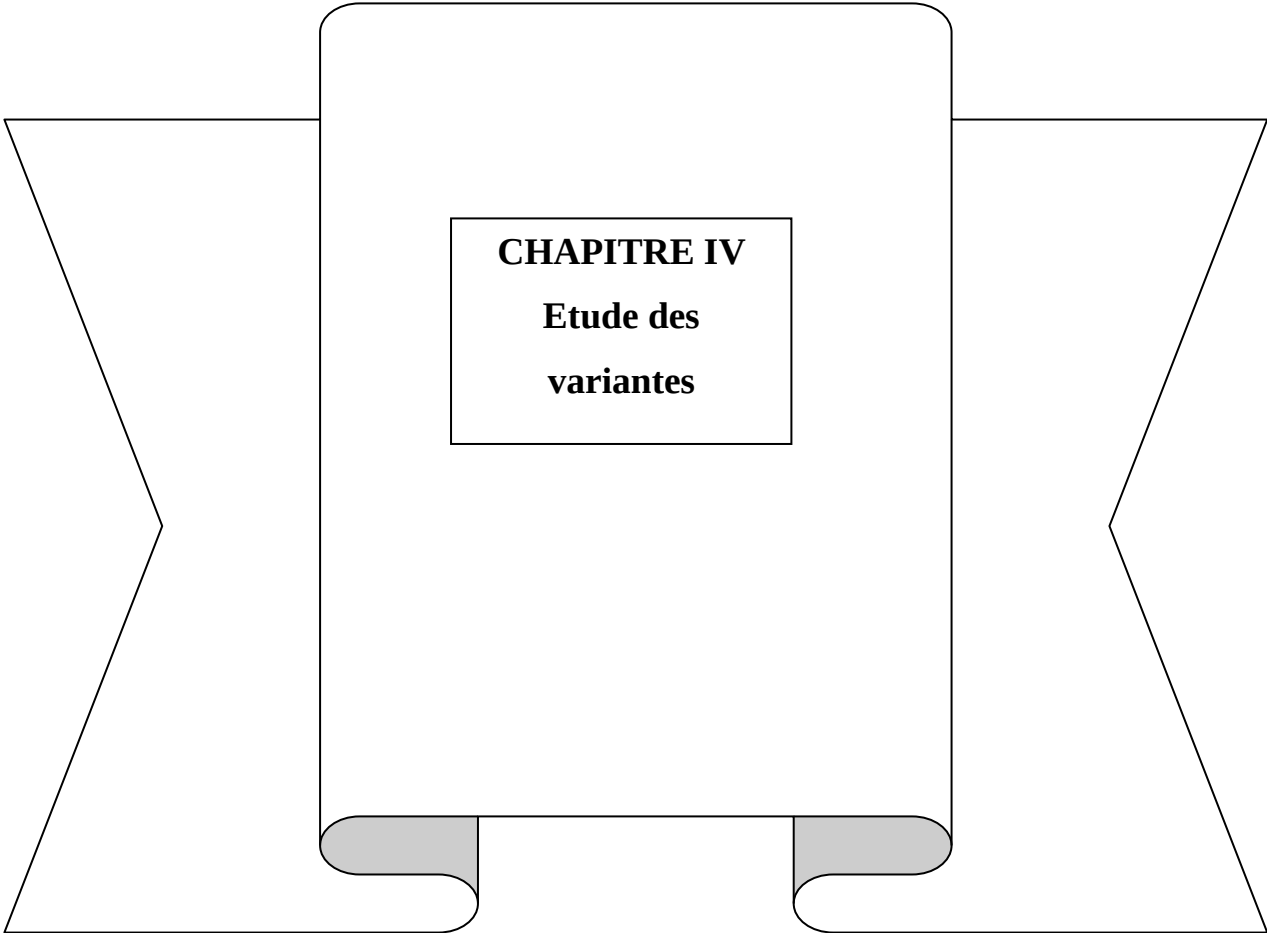


Figure III.16 Schéma récapitulatif des résultats obtenus (cotes et capacité de barrage)



CHAPITRE IV

Etude des variantes

IV.1 Introduction

Un barrage en terre est la structure la plus couramment utilisée pour retenir l'eau. C'est une digue en remblai constituée d'un seul matériau meuble suffisamment imperméable (terre argileuse, roche ou pierre) pour assurer à la fois l'étanchéité et la résistance. Ces matériaux sont arrosés puis tassés et compactés par couches successives.

On distingue plusieurs des types de barrage en terre tels que le barrage en terre homogène, le barrage en terre zonée, le barrage en terre à noyau d'argile, le barrage en terre à masque amont (béton ou bitume) et le barrage en terre à membrane interne en béton bitumineux

IV.2 Choix du type de barrage [3]

Le choix du type de digue à implanter dépend essentiellement des études topographiques, géologiques, géotechniques et l'aspect technico-économique.

- L'étude topographique permet la localisation des axes probables sur le site.
- L'étude géologique donne un aperçu sur les formations géologiques des couches qui seront à la suite une future assise du barrage.
- L'étude géotechnique donne l'estimation de la quantité des matériaux disponibles tout autour du site et leurs caractéristiques.

Dans notre cas, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux, ce qui nous donne le choix de trois variantes :

IV.2.1 Barrages en terre homogènes

Ils sont totalement construits avec un seul matériau qui est le plus souvent argileux remplissant simultanément les deux fonctions d'écran et de masse. Ce matériau doit présenter des caractéristiques permettent de garantir une étanchéité suffisante et une stabilité du remblai.

Leur simplicité a permis de développer une technique de réalisation bien maîtrisée tout en assurant une grande sécurité. Néanmoins ce type de barrage est surtout adopté pour la réalisation de retenue collinaire et de petits barrages.

IV.2.2 Barrages en terre à noyau étanche

Dans le cas où la quantité des matériaux imperméables disponibles sur site est insuffisante pour réaliser tout le corps du barrage, on opte le plus souvent pour un ouvrage à zones avec un noyau en argile assurant l'étanchéité.

Ce type de barrages présente toutefois l'inconvénient d'une mise en oeuvre plus compliquée et onéreuse surtout si la vallée est étroite et où le travail mécanisé devient plus compliqué. Un autre inconvénient, est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones.

IV.2.3 Barrages en terre à masque amont :

Les barrages en terre à masque sont des remblais perméables avec un écran imperméable appelé masque placé sur le parement amont.

Le corps du barrage est construit avec un matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable et pouvant assurer la stabilité au glissement de l'ensemble de l'ouvrage.

Le masque qui assure l'étanchéité peut être en béton, en produits bitumineux ou en géo membrane. La présence de ce masque sur le parement amont présente un double avantage de pouvoir faire des réparations en cas de dégradation du masque et de permettre de faire des vidanges rapides sans risque de glissements.

IV.3 Définition de profil général du barrage

IV.3.1 Hauteur de barrage

IV.3.1.1 Calcul de la revanche

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

$$R = 0.75 H_v + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (IV.1)$$

a) Formule de STEVENSON GAILLARD

$$H_v = 0.75 + 0.34.\sqrt{F} - 0.26.\sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (IV.2)$$

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 = 1.4 km].

AN :

$$H_v = 0.75 + 0.34.\sqrt{1.4} - 0.26.\sqrt[4]{1.4}$$

$$H_v = 0.8m$$

$$V = 1, 5 + 2.H = 1.5 + 2 \times 0.8$$

$$V = 3.1m/s$$

$$\text{Donc } R = 0.75 \times 0.8 + \frac{3.1^2}{2 \times 9.81} = 1.1 \text{ m}$$

$$R = 1.2m$$

b) Formule de MALLET et PACQUANT

$$R = 0.75 H_v + \frac{V^2}{2g}$$

$$H_v = 0.5 + 0.33 \sqrt{F} \dots \dots \dots (IV.3)$$

AN

$$H_v = 0.5 + 0.33 \sqrt{1.4}$$

$$H_v = 0.79m$$

$$V = 1.5 + 2.H = 1.5 + 2 \times 0.7$$

$$V = 3.08m/s.$$

Donc $R = 0.75 \times 0.79 + \frac{3.08^2}{2 \times 9.81} \quad \quad \quad R = 1.1m$

➤ Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0.3 \sqrt{F} \dots \dots \dots (IV.4)$$

$$R = 1.3m$$

Tableau IV.1 Résultats de calcul

Formule	La revanche (m)
STEVENSON GAILLARD	1.2
MALLET et PACQUANT	1.1
SIMPLIFIEE	1.3
La moyenne	1.2

On prend la valeur la plus proche a la moyenne $R = 1.2 m$

• La hauteur du barrage

$$H_b = NNR - C_f + h_{dev} + t + R$$

$$H_b = 754.7 - 742 + 0.8 + 0.5 + 1.2 = 15.2m$$

IV.3.2 Largeur en crête

La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

➤ Formule T.KNAPPEN

$$b_{cr} = 1.65 \sqrt{Hb} \dots \dots \dots (IV.5)$$

➤ Formule E.F.PREECE

$$b_{cr} = (1.1 \sqrt{Hb}) + 1 \dots \dots \dots (IV.6)$$

➤ Formule PRATIQUE

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

➤ Formule SIMPLIFIEE

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{Hb} - 3 \dots\dots\dots(IV.8)$$

Tableau IV.2 Récapitulatif des résultats de calcul de largeur en crête.

Formule	$b_{cr}(m)$
T.KNAPPEN	6.21
E.F.PREECE	5.27
PRATIQUE	6.32
SIMPLIFIEE	5.86
La moyenne	5.92

$b_{cr} = 6m$

IV.3.3 Longueur de la crête

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à 191m (la planche N°1/6)

IV.3.4 Choix des pentes des talus :

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales.

Tableau IV.3 Valeurs indicatives des pentes des talus.

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

On a la hauteur de notre barrage est 15.2m, nous avons les pentes suivantes :

Talus amont : $m_1 = 3.0$

Talus aval : $m_2 = 2.5$

Ces valeurs seront ajustées si nécessaire lors des calculs de la stabilité des talus du barrage.

IV.4 Protection des talus

La protection des talus dans les barrages en terre est utilisée pour éviter l'érosion par l'action des vagues d'une part et par les pluies d'une autre part. Alors, les facteurs qui influencent sur le choix et sur la conception du type de revêtement sont :

1. Hauteur de la montée subite.
2. Fluctuations du niveau du barrage.
3. Matériaux des barrages.
4. Conditions climatiques.
5. Importance de l'ouvrage.

1- Talus aval

Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement à réaliser, immédiatement, après l'achèvement des travaux de terrassements tout en ayant soins, de recouvrir le parement d'une couche d'enrochement d'épaisseur de 30 cm pour plus de sécurité.

2- Talus amont

Il sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la formule suivante :

- **Méthode 1**

$$e = C \times V^2 \dots\dots\dots (IV.9)$$

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

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

C : Coefficient dont la valeur dépend de la pente du talus et du poids spécifique δ du matériau d'enrochement. (γ t/m³)

Tableau IV.4 Valeur de C en fonction de la pente du talus et du poids

Pentes des talus	Valeurs de « c » pour différents poids spécifiques		
	$\gamma = 2.5$	$\gamma = 2.65$	$\gamma = 2.8$
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 / 2.5	0.036	0.032	0.030
1 / 1	0.047	0.041	0.038

Pour notre cas on a

$\gamma = 2,50 \text{ t/m}^3$ et une pente égale a 1/3 d'où **C = 0.028**

AN $e = 0.028 \times (3.19)^2 = 0.28\text{m}$

On prend **e = 0.3m**

50% des enrochements doivent avoir un poids unitaire **P** tel que $P \geq 0.52 \times e^2 \times \delta$

Le diamètre moyen D_p d'une pierre réduite en sphère est :

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{P}{0.524 \cdot \delta}} \dots\dots\dots \text{(IV.10)}$$

AN : $D_p = \sqrt[3]{\frac{0.169}{0.524 \cdot 2.6}} = 0.5\text{m}$

- **Méthode 2**

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

Tableau IV.5 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	$D_{\min}(\text{m})$
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 : $h_v = 0.80$ m

Donc d'après ce tableau :

$D_{50 \min} = 0,30$ m et $e_{\min} = 0,40$ m

Donc on a une protection du talus amont d'une épaisseur de 40 cm d'enrochement(rip-rap) de diamètre 30cm.

IV.4 .1 Etanchéité du barrage

IV.4.1.1 Noyau

L'étanchéité du barrage est assurée par le noyau imperméable qui empêche l'eau de passer à travers le corps du barrage limitant ainsi sensiblement le débit de fuite. IL n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau.

✓ La hauteur

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \dots\dots\dots (IV.11)$$

H_b : hauteur du barrage (m) ;

H_n : hauteur du noyau (m).

$$H_n = 14.2 \text{ m}$$

✓ La largeur en crête du noyau

Elle est donnée par la formule suivante :

$$L_n = 1/6 \times H_b \dots\dots\dots (IV.12)$$

$$L_n = 2.5 \text{ m}$$

✓ Les fruits des talus du noyau

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

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \dots\dots\dots (IV.13)$$

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

b_{moy} : largeur moyenne du noyau.

$$b_m = (L_{cn} + L_b) / 2 \dots\dots\dots (IV.14)$$

L_{cn} : largeur en crête du noyau(m) ;

L_b : largeur en base du noyau(m) ;

ΔH : la charge d'eau, donnée par la formule suivante(m).

$$\Delta H = H_1 - H_2 \dots\dots\dots (IV.15)$$

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont (12,7m) ;

H2 : Hauteur d'eau à l'aval (H2=0m).

Le tableau suivant permet de choisir les valeurs de gradient hydraulique admissible

Tableau IV.6 Valeur d' I_{adm} en fonction du type d'ouvrage

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	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

(Source M.K Mihoubi cours d'ouvrage)

Notre barrage de classe IV (argile compactée) $I_{adm} = 1.95$.

Donc $b_{moy} = \frac{12.7}{1.95} = 6.51 \text{ m}$

d'après la relation (IV.6)

on a $L_b = 2 \times b_{moy} - L_{cn}$

$L_b = 11.03 \text{ m}$

On la formule suivante pour détermine les fruits de talus :

$$L_b = 2 \times m \times H_n + L_n \dots\dots\dots (IV.16)$$

Donc $m = \frac{L_b - L_n}{2 H_n} ;$

$m = 0.92$

✓ **La cote en crête du noyau**

$NCN = C_{fond} + H_n = 742 + 11.6 = 756.2 \text{ NGA}$

IV.4.1.2 les drains

Le drain est un organe fortement perméable incorporé dans le barrage en terre. Il est généralement constitué de graviers et d'enrochements avec des caractéristiques de non altération au contact de l'eau et résistant aux grandes compressions. Il est admis que la présence de drain dans les

barrages en terre est indispensable pour leur stabilité. Parfois le drain classique est remplacé par des tuyaux poreux ou perforés en matière

- Rôle des drains :

Les drains dans les barrages en terre ont une multitude de fonctions très importantes.

- Intercepter les eaux d'infiltration et les évacuer à l'aval du barrage.
- Abaisser la ligne de saturation et éviter les résurgences sur le talus aval.
- Abaisser la ligne de saturation, pour garder une grande partie du remblai non saturé afin de conserver les caractéristiques géotechniques du matériau utilisé.
- La présence du drain dans un barrage en terre sert à minimiser le débit de fuite sur l'ouvrage.
- Il sert aussi à décompresser la fondation et donc à minimiser les pressions interstitielles.
- La présence du drain permet d'activer la consolidation du remblai

IV.4.1. 3 Différents types de drainages et leur dimensionnement

i) Prisme de drainage

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

✓ La hauteur (H_p):

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots (IV.17)$$

H_b : hauteur du barrage 15.2m

On prend $H_p = 0.2 H_b$

$$H_p = 3m$$

✓ Largeur en crête :

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \dots\dots\dots (IV.18)$$

$$b_p = 1m$$

✓ fruits de talus :

$$m_1 = (1 \div 1,75)$$

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

on prend $m_1 = 1,5$ $m_2 = 2.5$

ii) Drain Tapis

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre, nous disposons habituellement, dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations d'un drain tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

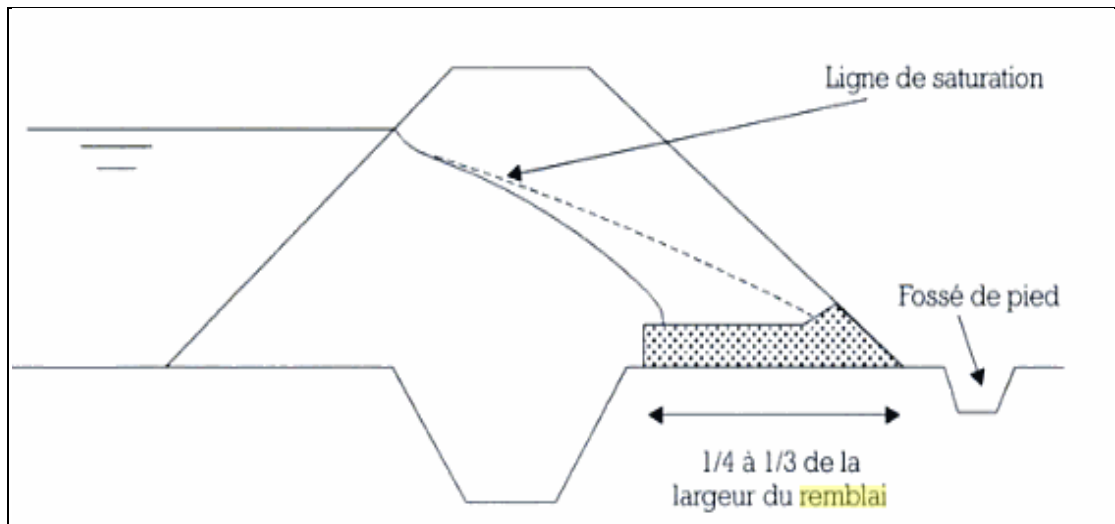


Figure IV.2 Tapis drainant pour barrages en terre(source technique des barrage en Afrique sahélienne et équatorial p 193)

$L_d = 92.1/4$;

$L_d = 24 \text{ m}$.

iii) Le drain vertical

Le drain vertical - ou drain cheminée - est une alternative intéressante au tapis drainant puisqu'elle permet d'éviter le dysfonctionnement potentiel du drainage consécutif à l'anisotropie de perméabilité mentionnée.

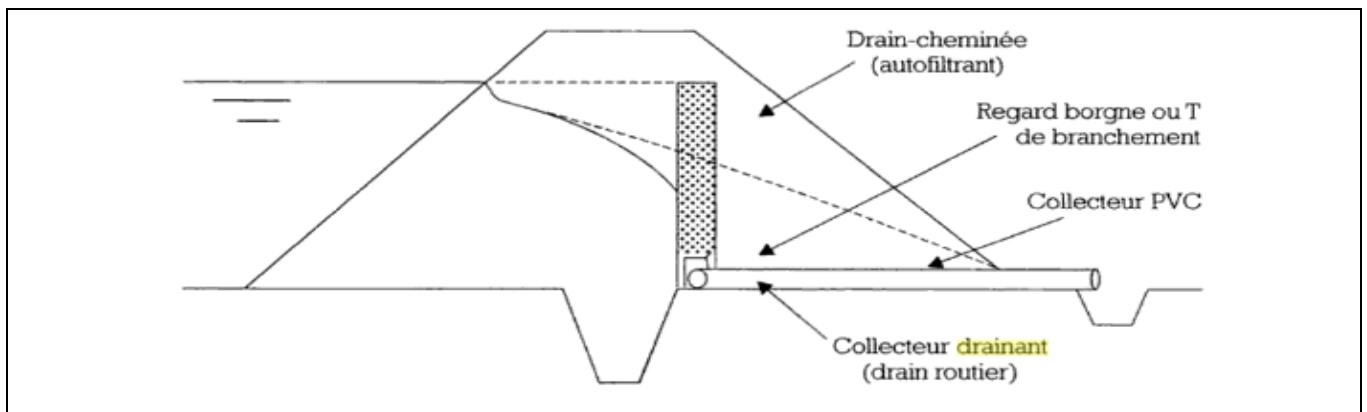


Figure IV.3 : Drain vertical pour barrage en terre(source technique des barrage en Afrique sahélienne et équatorial p 193)

IV.1.2.4 Les filtres:

Les filtres sont de minces couches successives de matériaux perméables dont la grosseur des éléments augmente dans la direction de l'écoulement. Ces filtres doivent assurer une transition entre une couche à granulométrie donnée vers une couche à granulométrie plus grossière. Si un filtre est constitué par plusieurs couches chacune doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente.

Le rôle des filtres est très important dans le fonctionnement d'un barrage en terre, particulièrement sur la plan de la sécurité de l'ouvrage, ainsi ils peuvent jouer de nombreuses fonctions complémentaires les unes aux autres, parfois les filtres peuvent jouer le rôle de drains surtout dans les petits barrages.

IV.1.3 Masque en béton :

Les masques d'étanchéités amont sont généralement posés sur une forme drainante établie sur le parement amont du barrage. L'organe d'étanchéité proprement dit doit être la plus part du temps protégé. Selon Materon, 2007 la formule pour déterminer l'épaisseur du masque en béton est donnée par :

$$e=0.3+0.002*H_b \dots\dots\dots (IV.19)$$

H_b : la hauteur du barrage

$$e = 0.33m$$

IV.2 Evaluation du prix total des différents matériaux:

Pour déterminer le coût du barrage, 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(voir l'annexe)

Tableau IV.7 Etude comparative de différentes variantes

Type de barrage	Les matériaux	Volume (m ³)	Prix unitaire DA	Cout Total Million DA
Barrage Homogène	Recharge (argile)	38133.969	1500	67.55
	Gravier	730.4796	4000	
	Sable	978.0993	4000	
	protection	2346.0057	1500	
Barrage zoné	Noyau	15402.7975	1500	80.08
	Recharge	31085.4107	1500	
	Protection	2346.0057	1500	
	Sable	978.0993	4000	
	Gravier	730.4796	4000	
Barrage avec masque béton	Recharge	35225.31	1500	106.09
	Béton	1211.706	39000	

IV.3 Comparaison financière des trois variantes

D'un point de vu économique, même si d'un point de vu technique les trois variantes son favorable, la variante 1(barrage homogène) le plus économique et la plus simple a réaliser.

IV.4 Conclusion

Pour le cas de la retenue sur oued SANEG et sur la base de l'étude géotechnique effectuée sur site, les quantités de matériaux fins sont largement suffisantes et dépassent de très loin les besoins de la digue.

CHAPITRE V
Etude de la
variante choisie

V.1 Introduction

Le but de cette retenue est de garantir une réserve d'eaux pour assurer par l'irrigation l'exploitation des terres agricoles. La retenue sera réalisée avec une digue terre homogène avec hauteur de 15.2 m .

V.2 classification de notre barrage homogène

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage.

Pour déterminer la classe de notre barrage nous nous sommes basé sur le tableau suivant :

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

Type de sol de fondation	Classe des barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteur de barrage(m)			
Sol 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

(Cours d'ouvrage)

H= 15.2 m H>15 donc notre barrage de classe IV

✓ Récapitulatif des résultats trouvés

A partir de l'étude d'optimisation on peut présenter les caractéristiques générales de la digue dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Récapitulatif des différentes caractéristiques de la digue

Caractéristique	Valeur
Revanche	1.2m
Hauteur	15.2m
Largeur en crête	6m
Longueur en crête	191m
Pente des talus	Amont $m_1 = 3$ Aval $m_2 = 2.5$

✓ La crête

La crête du barrage en tant qu'un élément de la digue est nécessaire, elle facilite la circulation sur le barrage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le barrage, sa largeur 2tant fixée a 6 m.

La crête est renforcée par un revêtement constitué d'une couche de bitume $e_p = 10\text{cm}$, couche de transition en gravier $e_p = 15\text{cm}$ et deuxième couche de transition en sable $e_p = 15\text{cm}$.

✓ Revêtement des talus de la digue

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

Le talus aval est généralement recouvert de terre végétale et engazonné, ce qui lui permet de mieux résister à l'érosion due à la pluie.

Le talus amont est souvent protégé de l'effet d'érosion des vagues. Cette protection prend la forme d'enrochement reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur 0,2 m.

✓ Drains

• tapis drainant

$$L_d = L_b/3 = 89.6/3$$

$$L_d = 30\text{m}.$$

Concernant l'épaisseur du tapis on prend $e = 0.8\text{ m}$.

• Prisme de drainage

$$H_p = (0.15 \div 0.2) H_b \quad H_p = 3\text{m}$$

$$\text{Les talus} \quad m_1 = 1.5 \quad \text{et} \quad m_2 = 2.5$$

Largeur en crête

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \quad b_p = 1\text{m}$$

V.3 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 1.3m et sa pente est de $m=1$.

V.4 Ligne de saturation [5]

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi « ligne phréatique ». Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny et qui nous permet de délimiter la partie sèche ou humide de la partie saturée d'eau du barrage.

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

V.4.1 Les hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre

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

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

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

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \dots\dots\dots (V.1)$$

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (V.2)$$

Avec $h = H_1$: niveau de la retenue normal $h = 12.7\text{m}$;

d : étant la largeur en base.

$$b = m_1 * H_1 \quad b = 38,1 \text{ m}$$

$$d = 62,93 \text{ m}$$

$$y_0 = 1.27\text{m}$$

Les coordonnées (X,Y) de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante:

$$Y^2 = 1.63 + 2.54X \dots\dots\dots (V.3)$$

Tableau V.3 Coordonnées de parabole du KOZENY

X(m)	Y(m)
0	1.277
0.5	1.703
1	2.042
1.5	2.332
2	2.590
2.5	2.825
3	3.041
3.5	3.243
4	3.434

- **Détermination de la position de C1**

La ligne phréatique coupe le talus aval en un point à une distance « a » du foyer « o » et une distance « a + Δa » du point d'intersection de la parabole de KOZNEY avec le talus aval.

Donc Le point d'intersection de la parabole avec la face aval du barrage est déterminé par l'équation polaire suivante :

$$\rho = y_0 / (1 - \cos \alpha) \dots\dots\dots(\text{IV.15})$$

Avec :

ρ : rayon polaire

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

Nous aurons alors :

$$a + \Delta a = y_0 / (1 - \cos \alpha) \dots\dots\dots(\text{IV.16})$$

$$a + \Delta a = 1.27 / (1 - \cos 63.43) = 2.3$$

A partir de l'abaque de Casagrande on détermine :

$$\text{Avec } \alpha = 63.43 \longrightarrow \Delta a / (a + \Delta a) = 0.31$$

$$\text{Résolution des deux équations } \begin{cases} \rho = a + \Delta a = 2.3 \\ \Delta a = 0,31 \times (a + \Delta a) \end{cases}$$

Donc Δa = 0.71 m et a = 1.59 m

V.5 calcul des infiltrations [5]

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

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

$$q_n = K \times I \times A \dots\dots\dots (V.4)$$

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

I : gradient hydraulique ($I = dy/dx$)

K : Coefficient de perméabilité;

A : section d'infiltration par unité de longueur ($A = y \times I$) .

Donc :

$$q_n = K \times y \times dy/dx \quad \text{avec} \quad y \, dy/dx = y_0$$

$$\text{d'où} \quad q_n = K \times y_0 \, m^3/s/ml.$$

Sachant que : $K = 2,1.10^{-8} m/s$.

$$q_n = 2.58.10^{-8} m^3/s/ml$$

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q \times L \quad \text{pour } L = 180,78m$$

$$Q = 4.67 \, 10^{-6} \, m^3/s.$$

V.5.2 Calcul des débits des fuites à travers la fondation

La marne possède la caractéristique d'imperméabilité, donc le problème de l'étanchéité ne se pose pas dans notre cas.

V.6 Calcul des filtres [4]

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

Elles s'énoncent comme suit :

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

- ✓ Soit « Dx » la valeur relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

on doit vérifier les critères de conception des filtres :

- **Les critères de conception**
- **Condition de non entraînement des fines :** $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$ (V.5)
- **Condition de perméabilité :** $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$ (V.6)
- **Parallélisme des courbes granulométriques:** $\frac{D_{50}}{d_{50}} < 25$ (V.7)
- **Coefficient d'uniformité du filtre :** $\frac{D_{60}}{d_{10}} < 20$ (V.8)

La perméabilité du matériau de filtre peut raisonnablement être estimée par l'expression :

$$K = 0.35(D_{15})^2$$

Généralement le choix du filtre doit répondre aux critères de TERZAGUI :

La première couche du filtre : est entre la terre du corps du barrage et la première couche de drain aux limites suivantes :

$$0.012 < D_{15} < 0.04$$

$$1.2\text{mm} < D_{50} < 5.8\text{mm}$$

La courbe moyenne est :

$$D_{15} = 0.026\text{mm}$$

$$D_{50} = 3.5\text{mm}$$

$$D_{17}^F = \frac{D_{pv}}{0.32 \sqrt[n]{\eta(1+0.05\eta)}^{\frac{n}{1-n}}} \dots\dots\dots (V.9)$$

$$\eta_F: \text{coefficient d'homogénéité du sol du filtre } \eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 160$$

$$n: \text{la porosité de filtre : } n = 0.4 - 0.1 \cdot \log \eta = 0.17$$

$$D_{pv}: \text{diamètre des particules soumises à un effet de voutes } D_{pv} = (3 \text{ à } 4) \cdot d_{15}$$

$$D_{17} = 0.075 \text{ mm.}$$

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

$$D_{\min} = \frac{D_{17}}{1 + 0.2 \cdot (1.7)^x} \dots\dots\dots (V.10)$$

$$x = 1 + 1.28 \cdot \log \eta = 3.5$$

$$D_{\min} = 0.032\text{mm.}$$

Les autres valeurs de « D_i » sont déterminées par la formule suivante :

$$D_i = [1 + 0.2 \cdot (0.1 \cdot i)^x] \cdot D_{\min} \dots\dots\dots (\text{V.11})$$

Tableau V.4: Récapitulatif des résultats de la 1^{ère} couche de filtre

$D_{17}(\text{mm})$	$D_{\min}(\text{mm})$	$D_{10}(\text{mm})$	$D_{15}(\text{mm})$	$D_{50}(\text{mm})$	$D_{60}(\text{mm})$	$D_{85}(\text{mm})$	$D_{100}(\text{mm})$
0.075	0.032	0.038	0.058	1.8	3.4	11.5	20

La deuxième couche des filtres : est déterminée en fonction de la courbe moyenne de la première couche:

$$0.7 \text{ mm} < D_{15} < 2.32 \text{ mm}$$

$$21.6\text{mm} < D_{50} < 72 \text{ mm}$$

Même procédure de calcul, d'où les résultats suivants

Tableau V.5 : Récapitulatif des résultats de la 2^{ème} couche de filtre

$D_{17}(\text{mm})$	$D_{\min}(\text{mm})$	$D_{10}(\text{mm})$	$D_{15}(\text{mm})$	$D_{50}(\text{mm})$	$D_{60}(\text{mm})$	$D_{85}(\text{mm})$	$D_{100}(\text{mm})$
0.25	0.1	0.12	0.18	5.7	10.68	35.9	63.3

▪ Règles des filtres [4]

Il est primordial que les filtres aux sols doivent vérifier les conditions de l'absence du renard :

• Filtre 01

✓ **Condition 1** : Vérification de renard dans le sol des filtres

$$\frac{D_5}{D_{15}} \geq 0.32 \sqrt[n]{\eta} (1 + 0.05\eta)^{\frac{n}{1-n}}$$

$$D_5/D_{15} = 0.70 \geq 0.56$$

La condition est vérifiée, donc pas de phénomène de renard dans le sol.

✓ **Condition 2** : zone de transition

Tenant compte des règles de TERZAGUI

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \dots\dots\dots (\text{V.12})$$

D_{15} : diamètre correspondant à 15% du sol protégeant (filtre)

d_{85} : diamètre correspondant à 85% du sol protégé (Argile).

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = 0.083 < 5$$

- **Filtre 02:**

- ✓ **Condition 1 :** Vérification de renard dans le sol des filtres

$$D_5/D_{15} = 0.84 \geq 0.5$$

La condition est vérifiée, donc pas de phénomène de renard dans le sol.

- ✓ **Condition 2 :** zone de transition.

Tenant compte des règles de TERZAGUI

$$D_5/d_{85} = 0.7 < 5$$

Donc la condition est vérifiée.

Conclusion

Une première couche de filtre en sable d'épaisseur 20 cm;

Une deuxième couche de filtre en gravier d'épaisseur 20 cm ;

L'enrochement d'épaisseur 40 cm.

- ✓ **Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain Condition de perméabilité**

$$D_{15}/d_{15} > 5 \dots \dots \dots (V.13)$$

D_{15} : diamètre correspondant à 15% du drain ;

d_{15} : diamètre correspondant a 15%de digue .

$$D_{15}/d_{15} = 0.026/0.001 = 26 > 5$$

Donc, la condition de perméabilité est vérifiée.

V.7 calcul de stabilité [6]

La stabilité d'un talus est définie par la valeur du coefficient de sécurité. Cette valeur exprime la magnitude dans laquelle on peut réduire la résistance au cisaillement du sol pour que le glissement se produise le long de la surface la plus défavorable. Le résultat final du coefficient de sécurité dépend de:

- a. Les paramètres mécaniques du sol, obtenus pour l'investigation géotechniques, représentant les états de charge nécessaires à étudier tout en concevant le talus.
- b. La méthode de calcul de stabilité utilisée dans l'examen du facteur de sécurité.
- c. L'approximation avec laquelle on définissent les valeurs des pressions interstitielles (pressions des pores) et leur mode d'utilisation dans la méthode d'analyse de la stabilité choisie.

IV.7.1 Conséquences de l'instabilité des talus

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

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

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

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

Une hypothèse fréquente dans les barrages homogènes consiste à considérer que la vitesse de rabattement interne est pratiquement nulle. La stabilité est calculée en supposant que tout le remblai sous la ligne phréatique reste saturé malgré la vidange.

Tableau V.6 coefficient de stabilité des talus. [6]

Combinaison des chargées et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1.20 ÷ 1.30	1.15 ÷ 1.20	1.1 ÷ 1.15	1.05 ÷ 1.10
Spéciale (avec séisme)	1.05 ÷ 1.10	1.05 ÷ 1.10	1.05 ÷ 1.10	1.05

Notre barrage est de classe IV, le coefficient admissible sera donc

- sans séisme : $K_{ss, adm} = 1,05 \div 1,10$;

- avec séisme : $K_{as, adm} = 1,05$.

V.7.1.3 Méthode de calcul

Pour l'appréciation de la stabilité du remblai compacte de la retenue collinaire de SANEG et la vérification des valeurs des fruits des parements adoptés, nous avons utilisé la méthode des tranches (**Méthode de Bishop et Fellenius**).

- **Principe de la méthode**

Cette méthode nous amène à respecter les étapes suivantes :

- ✓ Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.
- ✓ Tracer deux lignes au milieu du talus moyen, l'une verticale et l'autre faisant un angle 85° avec le talus moyen.
- Tracer les arcs des cercles de rayon R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b$$

$$R_2 = K_2 H_b$$

Avec :

H_b : La hauteur de barrage ;

K_1 et K_2 : sont déterminées d'après le tableau suivante en fonction de pentes de talus .

Tableau V.7 Les valeurs de K_1 et K_2 en fonction des pentes des talus

Pente des talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0.75	0.75	1.00	1.50	2.20	3.00
$K_2 = R_2/H_b$	1.5	1.75	2.30	3.75	4.80	5.50

Tableau V.8 Les valeurs de K_1 et K_2 pour notre cas

talus	Pente du talus	K_1	K_2	$R_1(m)$	$R_2(m)$
Amont	3	1	2.3	15.2	34.96
Aval	2.5	0.875	2.025	13.3	30.78

- Le centre des rayons étant le point « B ». 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 une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o ».
- On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0.1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la parti « zéro » sous le centre de glissement (projection).
- On illustre les forces agissantes sur une tranche, et on fait le calcul pour le cas normal (sans séisme) et exceptionnel (avec séisme).

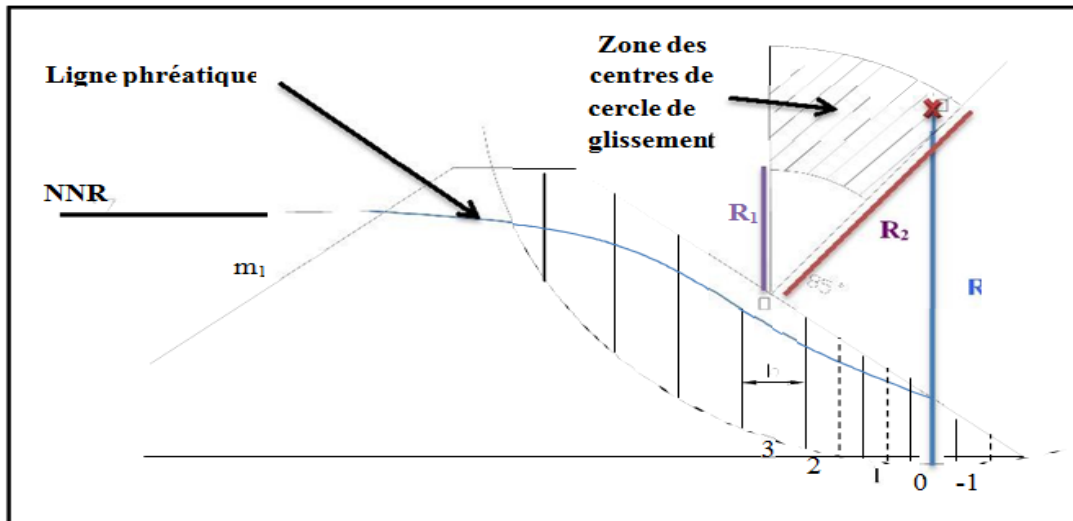


Figure V.2 : Schéma de calcul de stabilité

Les efforts agissants sur une tranche 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) :

$$N = G_n \cos \alpha \dots\dots\dots (V.14)$$

- Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :

$$T = G_n \sin \alpha \dots\dots\dots (V.15)$$

Avec :

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

V.7.2 Calcul des forces appliquées à chaque tranche [6]

1- Force de pesanteur (poids propre de la tranche)

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

La formule s'écrit :

$$G_n = b (\gamma_1 .h_1 + \gamma_2 .h_2 + \gamma_3 .h_3) \dots\dots\dots (V.16)$$

h_1, h_2, h_3 : Hauteurs des tranches;

γ_1 : Densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation;

γ_2 : Densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation;

γ_3 : Densité de l'assise;

b : Largeur de la tranche.

2- Force de pression interstitielle

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

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots\dots\dots (V.17)$$

U : Pression interstitielle.

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

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

h : Hauteur de la tranche.

3- Forces de cohésion

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots (V.18)$$

4- Forces dues au séisme

$$T = a \cdot G_n \dots\dots\dots (V.19)$$

a : Coefficient d'accélération (a = 0.15)

G_n : Poids de la tranche.

V.7.3 Classement des forces [6]

On peut classer toutes ces forces comme suit :

A. Les forces stabilisatrices

➤ Force de frottement

$$F_1 = N \cdot \tan \phi - U \cdot dl \cdot \tan \phi \dots\dots\dots (V.20)$$

ϕ : Angle de frottement.

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

➤ Force de cohésion

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots (V.21)$$

$$\text{Avec } dl = \frac{2\pi R B_i}{360}$$

R : Rayon de la courbe de glissement.

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

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

$$M_s = [(N \cdot \tan \phi - U \cdot dl) \cdot \tan \phi + c \cdot dl] \cdot R \dots\dots\dots (V.22)$$

B. Les forces motrices

Le moment de ces forces par rapport au centre de glissement est donné par

$$M = \sum_i^n T_n \dots\dots\dots (V.23)$$

$\sin \alpha$ = Nombre total des tranches / Numéro d'ordre de la divisée

V.7.4 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement [6]

Le coefficient «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

➤ Fin de construction (aval et amont)

Sans séisme

$$K_{ss} = \frac{\sum Nn \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum Tn} \dots\dots\dots (V.24)$$

Avec séisme

$$K_{as} = \frac{\sum Nn \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum Tn + 1/R \sum a G_n dn} \dots\dots\dots (V.25)$$

➤ Fonctionnement normale (talus aval)

Sans séisme

$$K_{ss} = \frac{\sum (Nn - p) \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum Tn} \dots\dots\dots (V.26)$$

Avec séisme

$$K_{as} = \frac{\sum (Nn - p) \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum Tn + 1/R \sum a G_n dn} \dots\dots\dots (V.27)$$

➤ Vidange rapide (talus amont)

Sans séisme

$$K_{ss} = \frac{\sum Nn \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum Tn} \dots\dots\dots (V.28)$$

Avec séisme

$$K_{as} = \frac{\sum Nn \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum Tn + 1/R \sum a G_n dn} \dots\dots\dots (V.29)$$

Tableau V.9 : Caractéristiques géotechniques des sols

	Angle de Frottement	Cohésion C	Poids volumique	
			Sèche	Saturé
Remblai	24	0.4	1.8	1.9
Fondation	30	0	1.9	2

Tableau V.10: Valeurs des Coefficients de sécurité pour les trois cas

CAS DE SOLLICITATION		Coefficient de sécurité	
		Sans séisme $K_{ss} = (1,05 \div 1,1)$	Avec séisme $K_{as} = 1,05$
		K_{ss}	K_{as}
Fin de construction	Talus amont		
	R=27.98m	2.58	1.94
	R=27.9m	2.82	2.1
	R=32.73m	2.95	2.2
	Talus aval		
	R= 31.05m	2.78	2.02
	R=36.31m	2.56	2.00
	R= 22.85m	2.02	1.59
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R= 31.00m	2.50	1.86
	R= 36.10m	2.32	1.80
	R=22.80m	2.73	1.92
Vidange rapide	Talus amont		
	R= 32.70m	2.23	1.89
	R= 27.95m	2.80	1.97
	R= 27.90m	2.86	2.22

V.8 Conclusion

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme.

La stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

CHAPITRE VI

**Etude des
ouvrages
annexes**

VI.1 Introduction

Relégués à l'arrière plan par la structure importante du barrage, mais en rien inférieures pour la sécurité de l'exploitation de l'aménagement, tels sont les ouvrages annexes:

- Evacuateur de crues,
- Vidange de fond
- Prise d'eau.

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement-économie) à notre retenue.

VI.2 Ouvrage de prise d'eau

La prise d'eau est un ouvrage annexe de grande importance. C'est à partir d'elle que l'eau accumulée va pouvoir atteindre, par une conduite, une galerie ou un canal, le but qui lui est assigné. Dans les aménagements hydroélectriques, la prise d'eau se trouve près du fond de la retenue, tandis que pour les accumulations destinées à l'alimentation en eau, elle est située à plusieurs niveaux dans la structure d'une tour immergée, ce qui permet de pouvoir capter l'eau de la qualité souhaitée.

VI.2.1 Type de prise d'eau

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 commande au pied aval de la digue.

En outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange

2. Prise d'eau flottante

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparées, le prélèvement s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle-ci est celui de coût important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièce hydromécanique.

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), ainsi que sensibilité due aux séismes.

VI.2.2 Dimensionnement de la prise d'eau [8]

Le but de la conduite est le prélèvement d'un débit destiné à l'irrigation des régions par gravitation et situés à l'aval. Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le tableau III.20 qui représente la distribution mensuelle de la demande, le volume maximum demandé est celui du mois de juillet

($V_{\max} = 55580\text{m}^3$).

Donc

$$Q = \frac{V_{\max}}{T} \dots\dots\dots(\text{V.1})$$

Avec : T : temps de prise (T = 30 jours en 12 heures).

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{55580}{30 \times 43200} = 0.043\text{m}^3/\text{s}$$

$$Q = 0.043\text{m}^3/\text{s}$$

On a encore :

$$Q_{\max} = \mu S \sqrt{2gh} \dots\dots\dots(\text{V.2})$$

μ : coefficient de débit : $\mu = 0.2$

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse (8m)

$$S = \frac{Q_{\max}}{\mu \sqrt{2gh}} = 0.017\text{m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.017}{\pi}} = 0.15\text{m}$$

$$D = 150\text{mm}$$

✓ **Correction du coefficient de débit μ :**

On utilise la formule suivante :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi}} \dots\dots\dots(\text{V.3})$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda l}{D} \dots\dots\dots(\text{V.4})$$

$$\sum \xi = 13.8$$

$$\mu = 0.25$$

$$D = 0.15\text{m} \quad D = 150 \text{ mm}$$

✓ **Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau**

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\max}}{S}$$

$$V_{\text{con}} = \frac{0.043}{0.018} = 2.39 \text{ m/s.}$$

❖ Conclusion

La conduite de prise est de diamètre de **150 mm**. Le prélèvement des eaux s'effectue à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort. Les organes de commandes seront regroupés avec ceux de la vidange au pied aval de la digue.

VI.3 L'Ouvrage de vidange [8]

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 de 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).

VI.3.1 Différents types d'ouvrages de vidange

Il existe plusieurs types d'ouvrages de vidange tels que :

1- Conduite de vidange en charge

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue 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.

2- Conduites à écoulement libre

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (plus de 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.

3- Ouvrages de vidange à batardeau

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un puits dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

V.3.2 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 cout, (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. La variante de l'ouvrage a retenir est celle d'une conduite en charge.

VI.3.3 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange [8]

✓ Calcul de débit de vidange

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots\dots\dots (V.5)$$

Avec V_u : volume utile de retenue ($V_u = 0.175M \text{ m}^3$) ;

T : temps de vidange 18.5 jours ;(Annexe)

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

$$Q_{vf} = 0.256 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{vf} = \mu S \sqrt{2gz} \dots\dots\dots (V.6)$$

Avec :

Q_{vf} : débit de la vidange de fond (m^3/s);

μ : coefficient de débit;

S : section de la conduite en m^2 ;

Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et le bief aval en m.

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \sqrt{2gz}} = \pi \frac{d^2}{4}$$

$$S = 0.034 \text{ m}^2$$

$$D = 0.2 \text{ m}$$

Donc le diamètre optimal est $D = 200 \text{ mm}$

✓ Correction de coefficient du débit μ

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi}} \dots\dots\dots (V.7)$$

$\sum \xi$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

Coefficients des pertes de charge linéaires:

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda l}{D} \dots\dots\dots (V.8)$$

$$\lambda = \frac{125.n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots (V.9)$$

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge;

n : Coefficient de rugosité [**n = 0,014m^{1/3.s}**];

D : Diamètre de la conduite [**D = 300 mm**];

L : longueur de la conduite de vidange en [m] (**l = 100m**).

$\lambda = 0.041$ et $\xi_{lin} = 7.2$

✓ **Coefficient de pertes des charges singulières**

$\xi_{entrée} = 0.5$

$\xi_{sortie} = 1.0$

$\xi_{vanne} = 0.1$

Donc $\sum \xi_s = 1.6$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+7.2+1.6}} = 0.45$$

donc D= 200mm

✓ **Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :**

$$V_s = Q_{vf}/S$$

$$V_s = 7.52\text{m/s}$$

VI.4 L'évacuateur de crue

Les évacuateurs de crues sont des dispositifs de sécurité placés dans les barrages pour assurer convenablement l'évacuation des trop-pleins et leur restitution adéquate dans le thalweg en aval. Ces trop-pleins sont calculés sous forme de crues exceptionnelles.

VI.4.1 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.
- la facilité de modification.
- le cout de l'ouvrage.

VI.4.2 Différents types des évacuateurs de crues

- ✓ Evacuateur de crues en puits (tulipe)

- ✓ Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral
- ✓ Evacuateur de crues latéral à entonnement frontal
- ✓ Evacuateur de crues en siphon

VI.4.3 Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues

Le choix du type de l'évacuateur, de son dimensionnement est une phase essentielle dans la conception d'un barrage, car sa sécurité et sa longévité en dépendent.

L'emplacement de l'évacuateur de crues dépend essentiellement de la géologie et de la topographie du site, tout en tenant compte bien sûr des facteurs économiques et de la sécurité de l'aménagement.

- De point de vue topographiques, géologiques et économiques. Dans ce sens, l'examen du site au stade actuel de l'étude montre que l'emplacement de l'évacuateur de crue sur la rive gauche est le plus judicieux tant sur le plan topographique que sur le plan économique.
- La topographie du terrain permet l'implantation de l'évacuateur de crues avec toute sa longueur déversante.

Donc l'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal est le plus approprié

Les calculs hydrauliques seront donc établis pour la même largeur déversante (10m) et pour la même charge ($h_{dév} = 0.8m$) et le même débit déversant ($16.53 \text{ m}^3/s$).

L'évacuateur des crues est composé des parties suivantes :

- ❖ Canal d'approche
- ❖ Déversoir
- ❖ Transition
- ❖ Coursier
- ❖ Bassin de dissipation
- ❖ Canal de sortie

VI.5 Dimensionnement de chacun des éléments de l'évacuateur de crue

VI.5.1 Canal d'amené [7]

Le canal d'amené (d'approche) permet de guider calmement la crue vers le seuil déversant.

➤ Vitesse d'approche :

La vitesse est obtenue par la formule :

$$V_{ap} = \frac{Q}{s_{can}} \dots\dots\dots (VI.1)$$

V_a : Vitesse d'approche ;

Q : Débit de projet évacué (m³/s) ;

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

S : Section du canal (m²) ; $S = h \times b$

P : Hauteur de pelle (m) ;

H : Lane déversant (m).

$$V_{ap} = \frac{16.53}{18} = 0.91 \text{ m/s}$$

$$V_{ap} = 0.91 \text{ m/s}$$

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est **(4.4 ÷ 10) m/s**

$V_{ap} \leq V_{adm}$ Donc pas de risque de l'érosion.

VI.5.2 Déversoir [7]

Le déversoir est à seuil profilé (Creager), c'est l'ouvrage collectant les eaux à partir de la retenue, c'est la section de contrôle que l'on dimensionne en fonction des contraintes de la stabilité et du débit de pointe de l'hydro gramme de laminé.

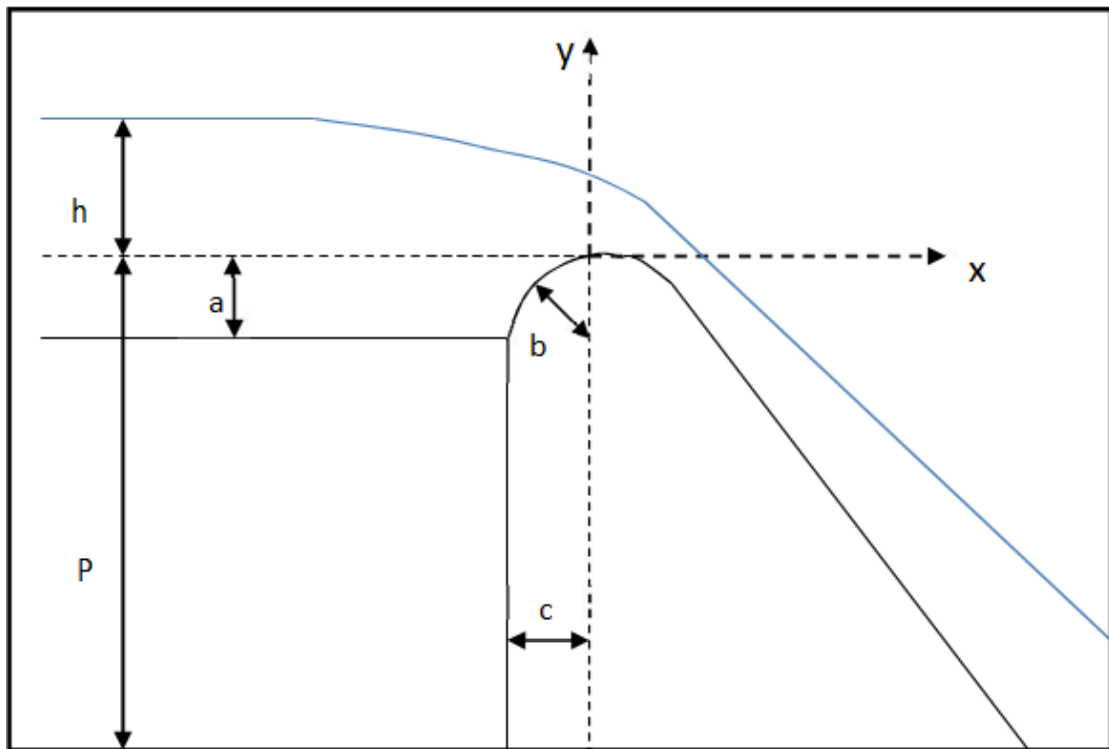


Figure VI.1 : Dimensions caractéristiques et géométrie du déversoir

$$a = 0.12H = 0.22 \text{ m}$$

$$b = 0.4H = 0.72 \text{ m}$$

$$c = 0.3H = 0.54 \text{ m}$$

avec $H = p + h = 1.8 \text{ m}$

$$y = \frac{x^{1.85}}{2H^{0.85}} \dots\dots\dots (VI.2)$$

Les coordonnées de déversoir sont données dans le tableau suivant

Tableau VI.1 les coordonnées de profil

X	Y
-0.72	-0.165
0	0
0.5	-0.084
1	-0.303
1.5	-0.642
2	-1.093
2.5	-1.652
3	-2.315
3.5	-3.079
4	-3.942
4.5	-4.902
5	-5.957
5.5	-7.106

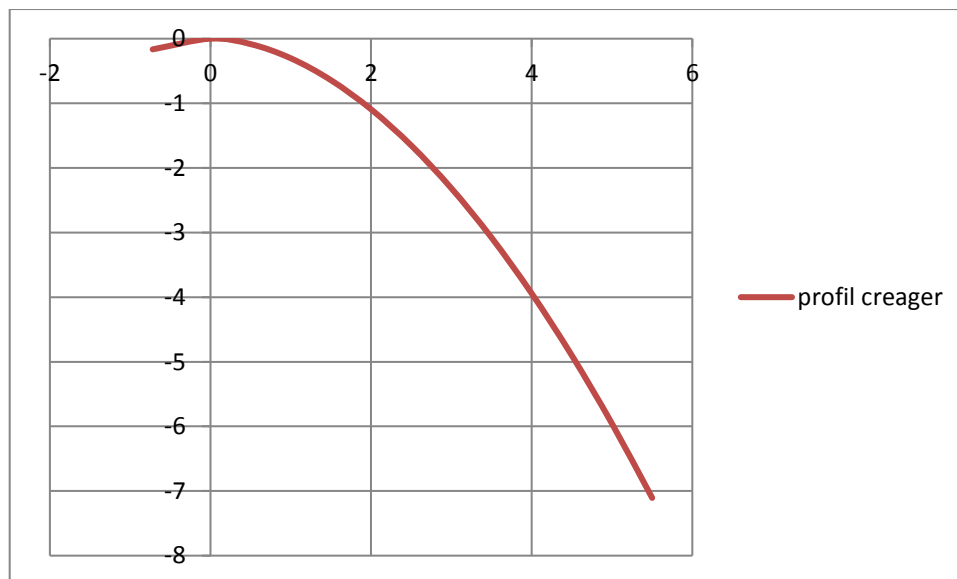


Figure VI.2 Profil du déversoir

VI.5.3 Chenal d'écoulement [7]

Le chenal d'écoulement fait suite directement au déversoir, il permet de véhiculer l'eau déversée au coursier par l'intermédiaire d'un convergeant.

La longueur du chenal est fonction de la topographie du terrain, elle est prise égale à 8 m, et sa pente est très faible.

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

➤ Profondeur critique

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

Q : débit de projet lamine (Q = 16.53 m³/s);

b : la largeur de déversoir (b= 10m).

AN :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9.81} \left(\frac{16.53}{10}\right)^2} \longrightarrow Y_c = 0.65 \text{ m}$$

➤ Pente critique

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K.S.R.H^{2/3}.I^{0.5} \dots\dots\dots(VI.4)$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en (m);

I : pente en (m/m);

S : section mouillée;

g : g: l'accélération de pesanteur ;

K : coefficient de Manning –Strickler (K = 71) .

Pour une section rectangulaire.

$$I_c = \left[\frac{Q(b+(2.y_c))^{2/3}}{K(b.y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots(VI.5)$$

$$I_c = \left[\frac{16.53(10+(2.0.65))^{2/3}}{71(10.0.65)^{5/3}} \right]^2 \longrightarrow I_c = 0.27\%$$

➤ Calcul la hauteur normal

La profondeur normale h_n (profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement est uniforme) se déduit de la formule de Chézy.

$$Q = S.C\sqrt{RI} \dots\dots\dots(VI.6)$$

Avec

Q : le débit a évacuer m³/s ;

S : section du chenal S= b.h_n ;

I : pente du chenal I=0,1 % ;

C : coefficient de Chézy $C = \frac{R^{1/6}}{n}$;

R : rayon hydraulique $R = \frac{S}{P} = \frac{bh_n}{b+2h_n}$.

En attribuant a chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} i^{1/2} (b + hn)^{5/3} \cdot (2hn + b)^{-2/3} \dots\dots\dots (VI.7)$$

$$hn = 0.832m$$

- **Conclusion**

$$I_{cr} = 0.26 \% > 0,1 \% \text{ et } h_c = 0.65 m < 0.832 m$$

I < I_c et h_n > h_c les deux conditions sont vérifier donc le régime devient fluvial donc pas de formation de ressaut hydraulique.

VI.5.4 Calcul du convergent

A l'extrémité du chenal la ou s'amorce le coursier on projette un convergent pour marquer le passage en régime torrentiel.

La longueur du convergent est déterminée par la formule suivante :

$$L = 2.5 (l_1 - l_2) \dots\dots\dots (VI.8)$$

$$L = 2.5 (10 - 6) = 10m$$

VI.5.5 Coursier [7]

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.

$$B = Q^{0.4} = 3.17$$

Pour l'optimisation On prend $B = 4 m$

➤ **La profondeur critique**

La condition de l'état critique est : $\frac{Q^2 B}{g S^3} = 1 \dots\dots\dots (VI.9)$

Pour un canal rectangulaire : $h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g B^2}} \dots\dots\dots (VI.10)$

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{16.53^2}{9.81 \cdot 4^2}} \longrightarrow h_{cr} 1.20 m$$

➤ **La pente critique**

$$I_{cr} = \left(\frac{Q}{R_c^{1/2} C_r S_c} \right)^2 \dots\dots\dots (VI.11)$$

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

R_{cr} : Rayon critique (m) ;

C_{cr} : Coefficient de CHEZY : $C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6}$

$$\left. \begin{array}{l} S_{cr} = B \cdot h_{cr} = 4.1 \cdot 20 = 4.8 \text{ m}^2 \\ P_{cr} = B + 2 \cdot h_{cr} = 9.6 \text{ m} \end{array} \right\} \longrightarrow R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = 0.5 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6} = \frac{1}{0.014} 0.82^{1/6} = 63.1 \longrightarrow C_{cr} = 63.1$$

$$I_{cr} = \left(\frac{16.53}{63.1 \cdot 4.8 \cdot 0.5^{1/6}} \right)^2 \cdot 100 = I_{cr} = 0.37\%$$

➤ Calcul de la profondeur normale

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme (c'est-à dire la section transversale et la pente de la surface libre sont constantes) elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chezy).

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I} \dots\dots\dots (VI.12)$$

S : section du chenal $S = b \cdot h_n$;

I : pente du chenal $I = 0,1 \%$;

C : coefficient de Chézy $C = \frac{R^{1/6}}{n}$;

R : rayon hydraulique $R = \frac{S}{P} = \frac{b h_n}{b + 2 h_n}$.

De la même manière que pour le chenal d'écoulement, et par itérations on aura:

$$Q = \frac{1}{n} i^{1/2} (b + h n)^{5/3} \cdot (2 h n + b)^{-2/3}$$

$$h_n = 0.4196 \text{ m}$$

Conclusion : les calculs effectués ont donné les résultats suivants :

$$I = 10 \% > I_{cr} = 0,3 \% \text{ et } h_n = 0.317 \text{ m} < h_{cr} = 0.918 \text{ m} .$$

Alors Les deux conditions sont vérifiées alors le régime d'écoulement est torrentiel et le coursier est à forte pente.

➤ Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Le calcul de la ligne d'eau est effectuée à l'aide d'un logiciel appelé « CANAL 21 »

Tableau VI.2 Données de calcul

$Q \text{ m}^3/\text{s}$	Strickler	$I(\text{mm})$	$Y_n(\text{m})$	$Y_c(\text{m})$	L_{bief}
16.53	63.1	0.1	0.4196	1.20	64.1

Tableau VI.3 calcul de la ligne d'eau

section	Abscisse(m)	Pas(m)	Y(m)	froude	Hs(m)	J(mm/m)
amont	0	20	1.1	1.144	1.80	0.0055
1	20	20	0.726	2.134	2.36	0.0124
2	40	20	0.623	2.680	2.85	0.0184
3	60	20	0.566	3.096	3.27	0.0241
4	80	20	0.529	3.427	3.62	0.0297
5	100	20	0.503	3.697	3.93	0.0351
6	120	20	0.485	3.910	4.18	0.0403
7	140	20	0.471	4.087	4.39	0.0452
8	160	20	0.460	4.230	4.57	0.0583
9	180	20	0.452	4.347	4.71	0.0621
aval	200	20	0.445	2.443	4.83	0.0656

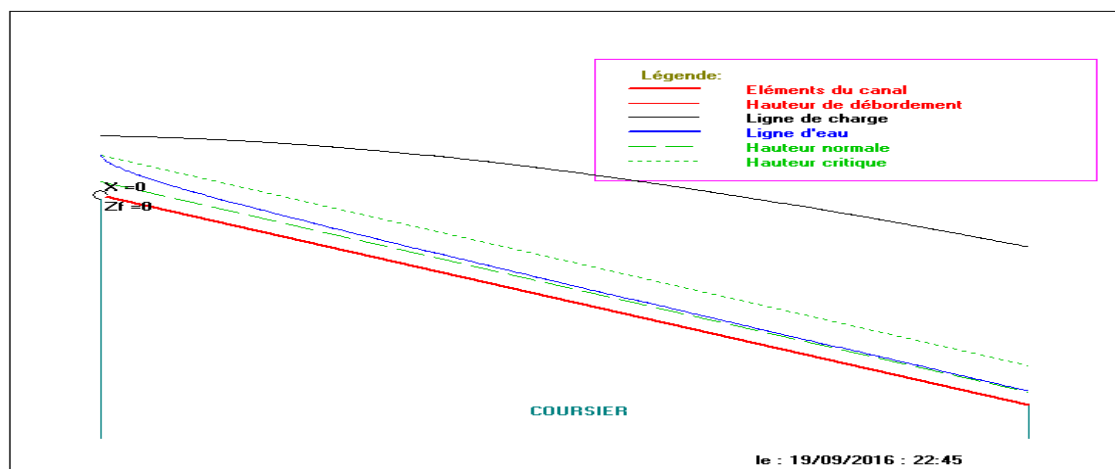


Figure VI.3 Ligne d'eau (canal21)

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh_c}} \dots\dots\dots (VI.13)$$

Fr : nombre de Froude ;

V : Vitesse de sortie du coursier tel que $V = \frac{Q}{S}$.

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{b.y} = \frac{16.53}{4 \times 0.39} = 10.6 \text{ m/s}$$

$$Fr = \frac{10.6}{\sqrt{9.81 \times 0.39}} = 4.51$$

$$Fr = 5.42$$

VI.5.6 Dissipateur d'énergie [7]

L'énergie obtenue a la fin du coursier et qui est due a 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 apparaitre.

Il permet de dissiper l'énergie des eaux de crue avant de les instituer à l'oued, la forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude d'après les tests réalisés par (USBR) "The bureau Of Réclamation».

$1 \leq Fr \leq 1.7$ Ressaut ondulé.

$1.7 \leq Fr \leq 2.5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.

$2.5 \leq Fr \leq 4.5$ Ressaut oscillant.

$4.5 \leq Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

$Fr \geq 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Pour notre cas :

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 inférieure à 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

➤ Dimensionnement du bassin

De l'abaque

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \right) \dots\dots\dots (VI.14)$$

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m) ;

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

$$\frac{y_2}{y_1} = 5.89$$

$$y_2 = 3.2m$$

➤ Longueur du bassin

$$\frac{L}{y_2} = 2.782$$

Donc $L_{bas} = 2.72 \times 3.2 = 8.7$ m on prend $L_{bas} = 9m$

➤ Dimensionnement des blocs Chicanes

La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = 2Y_1 = 1.12m.$

La largeur des blocs de chutes : $w = Y_1 = 0.56m.$

Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = w = 0.56m.$

Hauteur des blocs chicanes $h_2 = 1.5y_1 = 0.84m$

La hauteur de seuil des blocs chicane $b = 0.75h_2 = 2.4m$

Epaisseur de seuil de blocs chicane	$e = 0.2h_2 = 0.64\text{m}$
Hauteur de seuil terminal	$h_4 = 1.3y_1 = 0.73\text{m}$
Espacement entre deux blocs chicanes	$e_2 = 0.75h_2 = 2.4\text{m}$

VI.5.7 Canal de restitution [7]

Le canal de restitution a pour but d'acheminer les eaux évacuées vers le l'oued après la dissipation de son énergie. La forme est trapézoïdale avec un fruit de talus de 1/1.

➤ La hauteur critique

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.105 \cdot \sigma_{cr}^2\right) \cdot K \dots\dots\dots(\text{VI.15})$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad \text{et} \quad \sigma_{cr} = \frac{K \cdot m}{b}$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{16.53^2}{9.81 \cdot 4^2}} = 1.2 \quad \text{et} \quad \sigma_{cr} = \frac{1.45 \cdot 1}{4} = 0.3$$

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0.3}{3} + 0.105 \cdot 0.3^2\right) \cdot 1.2 = 1.07\text{m}$$

$$h_{cr} = 1.07 \text{ m}$$

➤ La pente critique

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C_c \cdot S_c^2 \cdot R_c} \dots\dots\dots(\text{VI.16})$$

$$\bullet \quad S_c = (b + m h_c) h_c \quad S_c = 6.89 \text{ m}^2$$

$$\bullet \quad P_{cr} = b + h_{cr} \sqrt{1 + m^2} \quad P_{cr} = 5.84\text{m}$$

$$\bullet \quad R_c = \frac{S}{p} \quad R_c = 1.18\text{m}$$

$$\bullet \quad C_c = R_c^{1/6} \cdot \frac{1}{n} \quad C_c = 73.43$$

$$I_{cr} = 0.14\%$$

➤ La profondeur normale

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chezy) est : $Q = S \cdot C \sqrt{R I}$

$$S_n = m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n \quad P_n = b + 2h_n \sqrt{m^2 + 1} \quad R_n = \frac{S}{p} \quad C_n = R_c^{1/6} \cdot \frac{1}{n}$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative :

$$Q = 1/n \cdot I \cdot (m \cdot h_n + b h_n)^{5/3} \cdot (b + 2h_n + 2h_n \sqrt{1 + m})^{2/3} \dots\dots\dots(VI.17)$$

$$h_n = 1.73 \text{ m}$$

➤ **Calcul de la vitesse de l'écoulement**

$$V = \frac{Q}{S} = C \sqrt{RI} = 73.43 \sqrt{1.18 \cdot 0.0014} = 2.98 \text{ m/s}$$

VI.6 Hauteurs des murs bajoyers

❖ **Le 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 (**Nc r=758.2m**) qui correspond à une hauteur de **2.5m**.

❖ **Hauteur des murs à l'entrée du déversoir**

$$h_m = h_e + R \dots\dots\dots(VI.18)$$

h_m : hauteur du mur bajoyer ;

h_e : hauteur d'eau $h_e = 0.8 \text{ m}$;

R : revanche de sécurité donnée par :

$$R = 0.61 + 0.14V^{1/3}$$

$$\text{Avec } V = Q/S = 16.53/10 \cdot 0.8 = 2.07 \text{ m/s}$$

$$R = 0.61 + 0.14 \cdot 2.07^{1/3} = 1.87 \text{ m}$$

$$h_m = 0.8 + 1.87 = 2.7 \text{ m}$$

❖ **Hauteur des murs au début du coursier**

La vitesse de l'eau au niveau de la section de contrôle est

$$V = Q/b \cdot y \quad V = 16.53/4 \cdot 1.07 \quad V = 3.86 \text{ m/s}$$

$$\text{La revanche (R) est égale à } R = 0.61 + 0.14V^{1/3} \quad R = 0.83 \text{ m}$$

D'où la hauteur de mur H_m du coursier sera :

$$H_{cr} = H_c + R = 1.30 + 0.83 = 2.13 \text{ m}$$

❖ **Hauteur des murs à la fin du coursier**

$$h_2 = h_f + r$$

h_f : Hauteur de fin du coursier en m.

$$h_f = 0.56 \text{ m} \quad \text{et } V = 9.17 \text{ m/s} \quad R = 0.90 \text{ m}$$

$$h_2 = 0.56 + 0.90 = 1.46 \text{ m}$$

❖ Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu, aussi bien, dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent, généralement, lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé.

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$b/h < (10 \div 12) \dots\dots\dots (VI.19)$$

$$Fr^2 < 40 \dots\dots\dots (VI.20)$$

Avec :

b : Largeur du coursier

Fr : Nombre de Froude

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

$$b/h = 7.14 < (10 \div 12) \quad \text{et} \quad Fr^2 = 15.30 < 40$$

Les deux conditions sont vérifiées donc il n'y a pas un risque d'apparition de vague roulante.

VI.7 Conclusion

Après le dimensionnement hydraulique des éléments de l'évacuateur de crues, et le calcul de la ligne d'eau ; on a vérifié l'apparitions des phénomènes hydrauliques pour prévoir la hauteur finale des murs bajoyers.

CHAPITRE VII
Organisation des
Chantiers

VII.1 Introduction

Un chantier est défini par une installation permanente dans un lieu généralement ouvert, il dure le temps de la construction de l'ouvrage.

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possibles d'un travail pour abaisser les coûts de productions en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité. Pour cela il faut :

- Comprendre afin de prévoir, d'organiser, de préparer avant d'agir
- Bien exécuter, ordonner et coordonner le programme d'action
- Contrôler pour savoir si nos prévisions étaient valables et que nous pouvons les exécuter pour les prochains chantiers

L'étude relative à l'organisation d'un chantier, quelle que soit son importance est une technique utile est bien précise tendant à assurer l'exécution des travaux dans les meilleurs délais avec le moindre coût.

Donc en vue de la bonne organisation d'un travail, on cherche à le prendre plus économique, de la bonne qualité et les délais les plus brefs possibles.

VII.2 Organisation technique de préparation [10]

Les opérations essentielles de préparation dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réaliser les travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

- ✓ Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.
- ✓ Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

VII.3 Participants à l'acte de construire

- Maître d'ouvrage
- Maître d'œuvre (bureau d'étude).
- L'entrepreneur.

VII.4 Ordre d'exécution des travaux

Les grandes étapes de déroulement de notre projet sont les suivantes :

- Installation du chantier.

- Implantation des axes des différents ouvrages.
- Réalisation du pré batardeau pour la construction de l'ouvrage de dérivation
- Construction de l'ouvrage de dérivation de l'oued.
- Construction de batardeau
- Construction du corps du barrage la digue (noyau, filtre, drain, protection des talus)
- Construction d'évacuateur de crue
- Coupure finale et mise en eau.

VII.5 Engins utilisés dans le chantier :

La variante retenue pour la réalisation de digue sur oued SANEG nécessite des différents engins de terrassement montrés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 Engins de terrassement

Engin	Rôle
Bulldozer	L'exécution des déblai et les remblai
Ripper	Les terrains semi-durs
Pelle	L'extraction des alluvions
Camion-benne	Le transport des terres
Niveleuse	Le réglage
Compacteur	Compactage des terres de la digue
Camion-citerne	L'humectage

VII.6 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 éloignée 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 de 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.

VII.6 .1 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 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.

VII.6 .2 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.
- Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

VII.7 Planification [10]

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre. Son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- A temps (sans retard).
- Economique (avec des bénéfices).

- **Techniques de la planification**

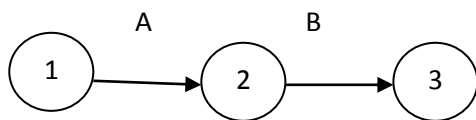
Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.
- **Méthodes basées sur le réseau.**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification.

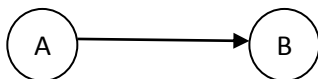
On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches** : L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations représentées par un cercle appelé "nœud".



L'opération **A** précède l'opération **B**

- **Réseau à nœuds** : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

- **Construction du réseau**

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les cinq (5) opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches.
- Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.
- Construction des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage (Construction du réseau).
- **Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)**

- ✓ **Les paramètres de la méthode**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : Temps de réalisation ;

DCP : Date de commencement au plus tôt ;

DCP : Date de commencement au plus tard ;

DFP : Date de finition au plus tôt ;

DFPP : Date de finition au plus tar;

MT: Marge totale.

$$\begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCP = DFPP - TR \end{cases}$$

✓ **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 :

$$\begin{cases} MT = 0 \\ \sum T_{r\ C.C} = DTP_{c.c} \end{cases}$$

• **Attribution des durées de chaque opération :**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

On applique la formule suivante:

$$T = \frac{QN}{n}$$

Q : la quantité de travail ;

N : le rendement ;

n : nombre d'équipe

Tableau VII.2 Symboles des opérations

Nom des opérations	OP	TR(jour)
-Installation du chantier	A	30
-Décapage et réalisation de la portion de clé d'étanchéité au droit de la conduite de vidange	B	30
Décapage généraux et réalisation de la clé d'étanchéité	C	60
-Préparation des zones d'emprunt	D	45
Remblai des fondations	E	30
-Approvisionnement des filtres.	F	30
-Mise en place du système de drainage (prisme de drainage).	G	60
-Remblai soigneusement compacté.	H	60
-Génie civil de l'évacuateur de crue.	I	45
-Revêtement des talus.	J	30
-Equipements hydrauliques.	K	15
-Finitions.	L	60

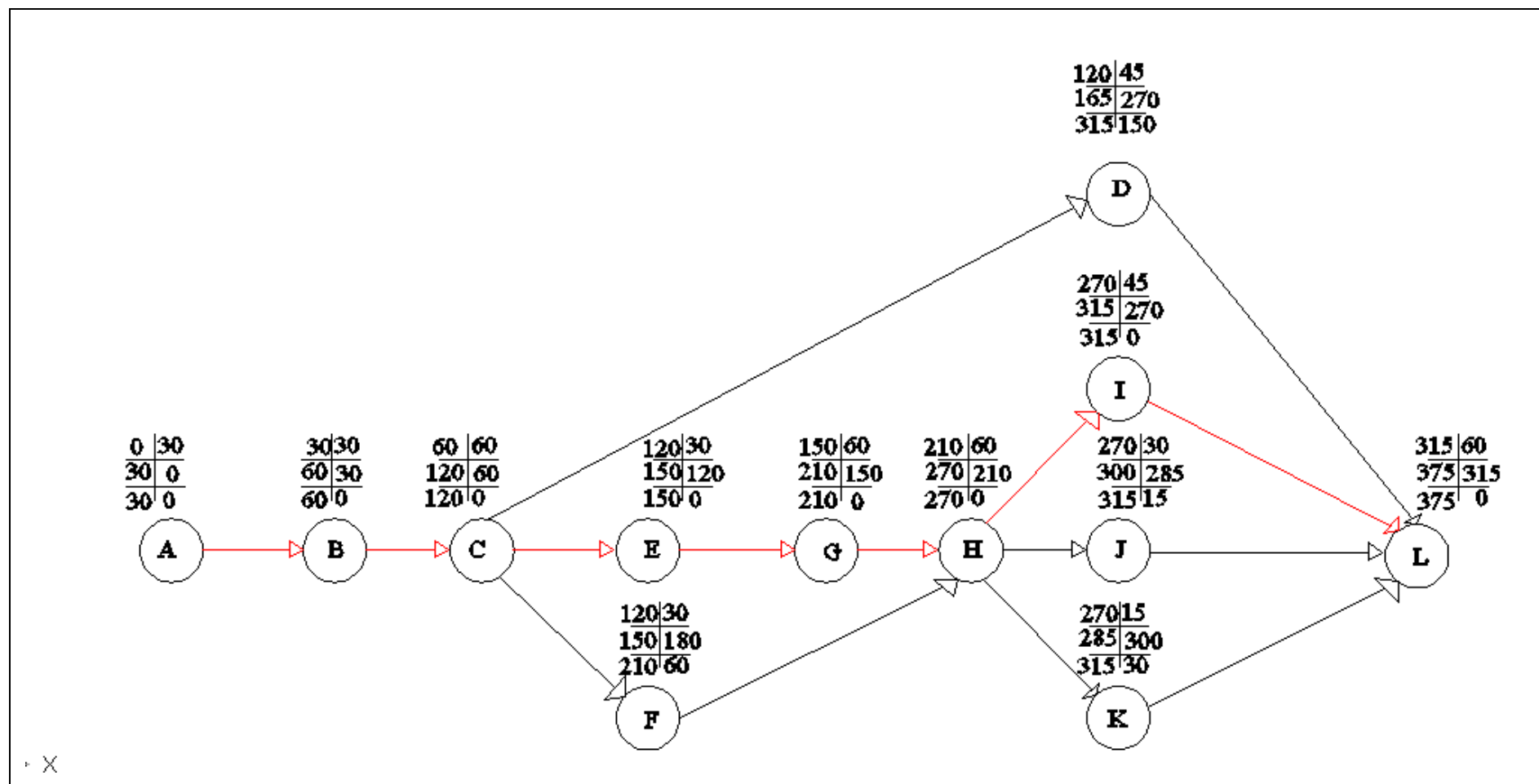


Figure VII.1 réseau à nœud

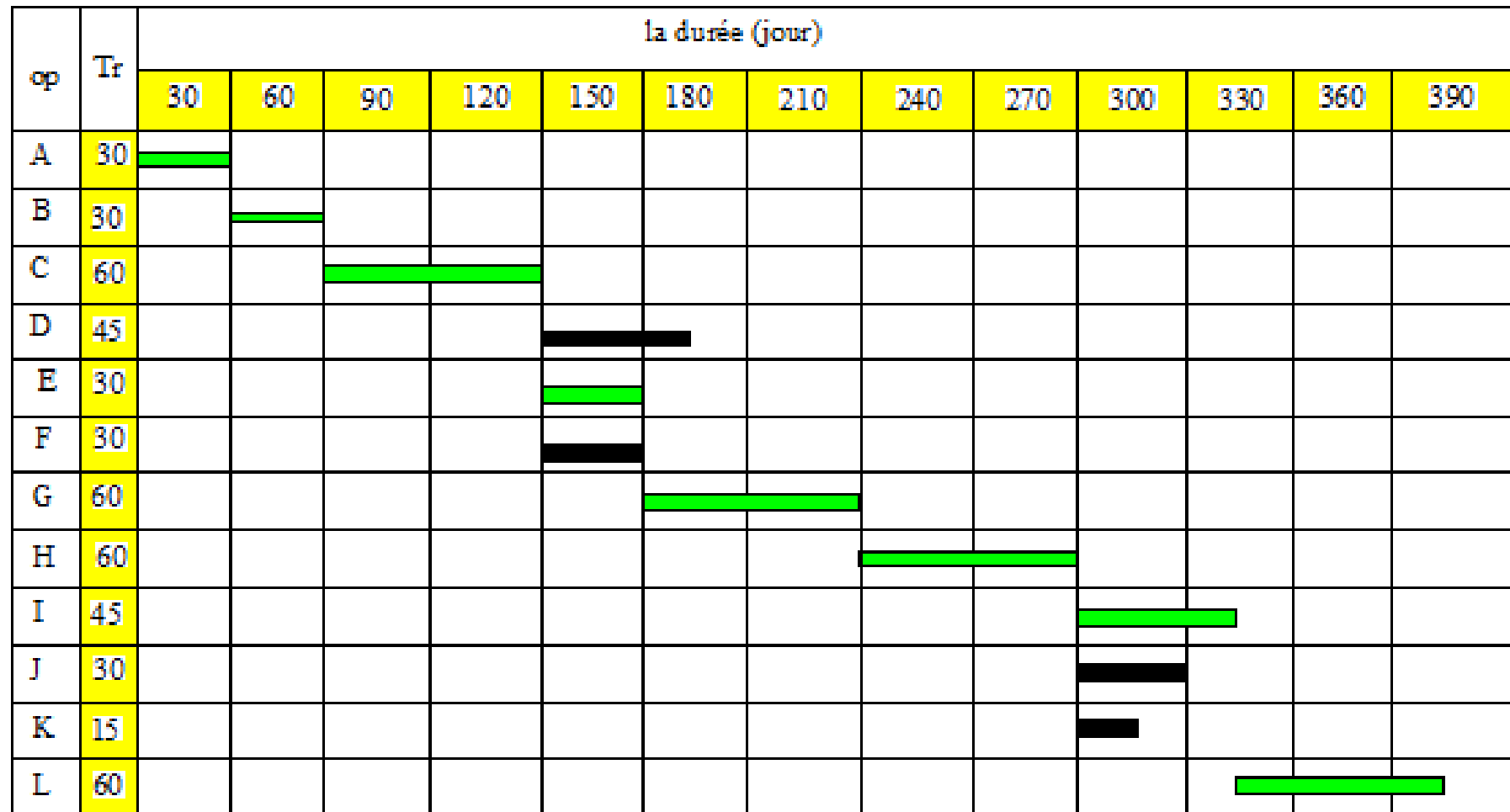
➤ **Détermination du chemin critique :**

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant une marge totale nulle (0) est donnée par le chemin suivant :

Tableau VII .3 : Planning de travaux

Durée en jour						
opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	30	0	30	0	30	0
B	30	30	60	30	60	0
C	60	60	120	60	120	0
D	45	120	165	270	315	150
E	30	120	150	120	150	0
F	30	120	150	180	210	60
G	60	150	210	150	210	0
H	60	210	270	210	270	0
I	45	270	315	270	315	0
J	30	270	300	285	315	15
K	15	270	285	300	315	30
L	60	315	375	315	375	0

Tableau VII.2 diagramme de GANTT



VII.8 Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues. les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 Devis estimatif

<i>Désignation</i>		unité	quantité	Prix DA	Montant DA
La digue					
Décapage de la terre végétale		m ³	3215	200.00	0.643
Excavation		m ³	35431.4	700.00	24.80
Enrochement		m ³	3301.35	1 500.00	4.95
Couche gravier e=30cm		m ³	978.092	1 500.00	1.467
Couche sable e= 30cm		m ³	978.092	1 500.00	1.467
Revêtement de la crête	Couche bitume	m ³	343.8	5 000.00	1.719
	Couche sable	m ³	343.8	1 500.00	0.516
	Couche gravier	m ³	343.8	1 500.00	0.516
Remblai en argile		m ³	38133.969	800.00	30.507
Evacuateur de crue					
Béton armé		m ³	1918.8	42 000.00	64.556
Déblai		m ³	2869.8	800.00	2.295
Prise d'eau et vidange de fond et la chambre de vanne					
Excavation		m ³	175	700.00	0.1225
Béton armé		m ³	194	42 000.00	8.148
Conduite en acier 200mm		ml	112	5 000.00	0.56
Total					142.23

Donc le cout total de notre retenue collinaire de SANG est : 142 230 000 DA

VII.9 Conclusion

L'organisation de la construction, une organisation compatible avec tous les travaux, afin de supprimer les temps morts, d'avoir une meilleure qualité de conserver une même vitesse d'avancement, pour toutes les opérations élémentaire

et sur tous les points de chantier.

On a conclus que l'organisation de chantier à comme but :

- La rapidité d'exécution selon les moyennes existantes
- Obtenir une qualité de travail satisfaisante
- Eviter les incidents financiers

CHAPITRE VIII
Sécurité au travail

VIII.1 Introduction

La protection et la sécurité de travail comprennent tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements 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 construction et d'exploitation du barrage, la prévention contre les accidents de travail est indispensable.

VIII.2 Conditions dangereuses dans le chantier [11]

- 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 [11]

- 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 [11]

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tous danger.
- Les abris doivent être aérés et climatisés.

VIII.5 Principales fonctions du service de sécurité

a) Etudes

1. Participation au Comité d'Hygiène et de Sécurité.
2. Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
3. Suggestions du Personnel.
4. Statistique : élaboration et commentaire.
5. Rapport avec l'administration.

b) Exécution

1. Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
2. Réalisations pratiques des suggestions et des études.

c) Contrôle

1. Enquêtes à la suite des accidents.
2. Inspections des installations.
3. Visites périodiques effectuées par les organismes.
4. Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

d) Animation

1. Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
2. Equipes de secours.
3. Formation spéciale concernant certaines professions.

VIII.6 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation [11]

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes. On a résumé ce plan dans le tableau suivant.

Tableau VIII.1 : Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : -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.....).
Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	-Repérage des lignes électriques.
Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	-Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.
Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	-Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage de chargement et de déchargement.
Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.

Chapitre VIII : Sécurité au travail

Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules
Heurts des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à

VIII.7 Conclusion

La prévention devrait tendre à être appuyée sur les critères défensifs uniquement mais aussi il faut créer des progrès techniques et scientifiques en ce qui concerne le matériel utilisé de point de vue confort et facilité de manipulation.

**Conclusion
générale**

Conclusion générale :

Cette étude a permis de définir les critères technico-économique les plus favorables possibles pour la réalisation d'une retenue.

L'élaboration de l'étude de faisabilité de la retenue sur l'Oued **SANEG**, comprend le dimensionnement de la digue et ces ouvrages annexes.

Les conditions topographiques, géotechniques et géologiques du site permettent d'envisager une retenue en matériaux locaux, elle est la variante la moins chère et permet ainsi d'augmenter le volume d'eau qui sera emmagasiné dans la retenue.

L'emplacement et le type d'évacuateur de crue ont été arrêtés pour un évacuateur type frontal sur la rive gauche de la digue, pour une largeur de 10 m après une étude d'optimisation (technico-économique).

L'emplacement de la vidange de fond ainsi que la prise d'eau a été choisit pour permettre la réalisation dans les conditions favorables.

Un bon suivi d'exécution et d'exploitation aura comme objectif, la consommation rationnelle de l'eau stockée pour en acquérir la satisfaction de la demande en irrigation de la partie nord de la retenue.

Au terme de cette étude, nous avons jugé indispensable l'implantation de notre retenue. Ceci permettra un développement socio-économique considérable dans la région.

Références bibliographiques

[1] : B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004

[2] : B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.

[3] : G. DEGOUTTE : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemegref. France.1997

[4] : CIGB : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95. 1994

[5] : CIGB. Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53. 1986

[6] : V. VOLKOV : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida. 1986

[7] : R. ROLLEY : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris 1997

[8] :R.BERNARDO A et L.SANTOS : manuel de conception et projets typiques des digues en terres ; procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT Alger. Avril 2004.

[9] : M. HASSANE : Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida. 1998

[10] : P. GALABRU : Equipement général des chantiers et terrassement. Eyrolles. Paris. 1971

[11] : Jean Maurice Durand ; Patrice Mériaux ; Paul Royet : Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale 1999.

Annexe A

Variante1	Digue en remblai a noyau central							
	Noyau							
	profil	Hbi(m)	Pbi(m)	S(m ²)	Smoy(m ²)	di (m)	Volume(m ³)	le cout(DA)
	0	0	0	0		38.238	0	0
	1	8.01	18.7384	82.416492	41.208246	38.238	1112.62264	890098.114
	2	10.42	23.1728	130.316688	106.36659	38.238	2871.89793	2297518.34
	3	9	20.56	100.8	115.558344	38.238	3120.07529	2496060.23
	4	15.2	31.968	256.9408	178.8704	38.238	4829.5008	3863600.64
	5	0	4	0	128.4704	38.238	3468.7008	2774960.64
Total								12322238
	Les recharges							
	profil	Hbi(m)	Pbi(m)	S(m ²)	Smoy(m ²)	di (m)	Volume(m ³)	le cout(DA)
	0	0	0	0	0	38.238	0	0
	1	8.01	18.7384	132.578508	66.289254	38.238	1789.80986	2684714.79
	2	10.42	23.1728	217.4738	175.026154	38.238	4725.70616	7088559.24
	3	9	20.56	293.8	255.6369	38.238	6902.1963	10353294.5
	4	15.2	31.968	507.4592	400.6296	38.238	10816.9992	16225498.8
	5	0	4	0	253.7296	38.238	6850.6992	10276048.8
Total								46628116.1
	Protection rip-rap							
	profil	Hbi(m)	Pbi(m)	S(m ²)	Smoy(m ²)	di (m)	Volume(m ³)	le cout(DA)
	0	0	0	0	0	38.238	0	0
	1	8.01	18.7384	9.82	4.91	38.238	132.57	198855
	2	10.42	23.1728	24.873	17.3465	38.238	468.3555	702533.25
	3	9	20.56	20.3	22.5865	38.238	609.8355	914753.25
	4	15.2	31.968	31.8961	26.09805	38.238	704.64735	1056971.03
	5	0	4	0	15.94805	38.238	430.59735	645896.025

Annexe A

Total								3519008.55
	Filtre et drain en sable							
	profil	Hbi(m)	Pbi(m)	S(m ²)	Smoy(m ²)	di (m)	Volume(m ³)	le cout(DA)
	0	0	0	0	0	38.238	0	0
	1	8.01	18.7384	5.756	2.878	38.238	77.706	310824
	2	10.42	23.1728	9.14	7.448	38.238	201.096	804384
	3	9	20.56	8.564	8.852	38.238	239.004	956016
	4	15.2	31.968	12.7659	10.66495	38.238	287.95365	1151814.6
	5	0	4	0	6.38295	38.238	172.33965	689358.6
Total								3912397.2
	Filtre et drain en gravier							
	profil	Hbi(m)	Pbi(m)	S(m ²)	Smoy(m ²)	di (m)	Volume(m ³)	le cout(DA)
	0	0	0	0	0	38.238	0	0
	1	8.01	18.7384	5.396	2.698	38.238	72.846	291384
	2	10.42	23.1728	6.432	5.914	38.238	159.678	638712
	3	9	20.56	5.3478	5.8899	38.238	159.0273	636109.2
	4	15.2	31.968	9.879	7.6134	38.238	205.5618	822247.2
	5	0	4	0	4.9395	38.238	133.3665	533466
Total								2921918.4
Le cout total de la digue								80079678.2
Variante 2	Digue en terre homogène							
	Recharge Argile							
	profil	Hbi(m)	Pbi(m)	S(m ²)	Smoy(m ²)	di (m)	Volume(m ³)	le cout(DA)
	0	0	6	0	0	38.238	0	0
	1	8.01	50.055	224.500275	112.250138	38.238	2694.0033	4041004.95

Annexe A

	2	10.42	63.31	361.1051	292.802688	38.238	7027.2645	10540896.8
	3	9	55.5	276.75	318.92755	38.238	7654.2612	11481391.8
	4	15.2	89.6	726.56	501.655	38.238	12039.72	18059580
	5	0	6	0	363.28	38.238	8718.72	13078080
Total								57200953.5
	Protection rip-rap							
	profil	Hbi(m)	Pbi(m)	S(m ²)	Smoy(m ²)	di (m)	Volume(m ³)	le cout(DA)
	0	0	0	0	0	38.238	0	0
	1	8.01	18.7384	9.82	4.91	38.238	132.57	198855
	2	10.42	23.1728	24.873	17.3465	38.238	468.3555	702533.25
	3	9	20.56	20.3	22.5865	38.238	609.8355	914753.25
	4	15.2	31.968	31.8961	26.09805	38.238	704.64735	1056971.03
	5	0	4	0	15.94805	38.238	430.59735	645896.025
Total								3519008.55
	Filtre et drain en sable							
	profil	Hbi(m)	Pbi(m)	S(m ²)	Smoy(m ²)	di (m)	Volume(m ³)	le cout(DA)
	0	0	0	0	0	38.238	0	0
	1	8.01	18.7384	5.756	2.878	38.238	77.706	310824
	2	10.42	23.1728	9.14	7.448	38.238	201.096	804384
	3	9	20.56	8.564	8.852	38.238	239.004	956016
	4	15.2	31.968	12.7659	10.66495	38.238	287.95365	1151814.6
	5	0	4	0	6.38295	38.238	172.33965	689358.6
Total								3912397.2
	Filtre et drain en gravier							
	profil	Hbi(m)	Pbi(m)	S(m ²)	Smoy(m ²)	di (m)	Volume(m ³)	le cout(DA)
	0	0	0	0	0	38.238	0	0

[illegible]

Le cout total de la digue								108092605.5

ANNEXE B

Stabilité pour le cas de fin de construction

Talus Amont

R= 27.98m

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h2	γ_1 (digue)	γ_2 (fond)	Gn	T=G n* Sin α	N=Gn * Cos α	C	dli	C*dli	tang ϕ	N* tang ϕ	dn	a* Gn* dn
-4	2.04	-0.4	0.92	1.63	0	1.9	1.8	6.32	-2.53	5.79	4	2.23	8.90	0.6	3.47	26.35	24.97
-3	2.79	-0.3	0.95	2.95	0.38	1.9	1.8	17.55	-5.26	16.74	4	2.92	11.70	0.6	10.04	25.03	65.88
-2	2.79	-0.2	0.98	3.75	1.06	1.9	1.8	25.20	-5.04	24.69	4	2.85	11.39	0.6	14.82	24.23	91.60
-1	2.79	-0.1	0.99	4.56	1.53	1.9	1.8	31.86	-3.19	31.70	4	2.80	11.22	0.6	19.02	23.42	111.91
0	2.79	0	1.00	5.36	1.81	1.9	1.8	37.50	0.00	37.50	4	2.79	11.16	0.6	22.50	22.62	127.25
1	2.79	0.1	0.99	6.16	1.91	1.9	1.8	42.25	4.22	42.03	4	2.80	11.22	0.6	25.22	21.82	138.27
2	2.79	0.2	0.98	6.96	1.82	1.9	1.8	46.04	9.21	45.10	4	2.85	11.39	0.6	27.06	21.02	145.15
3	2.79	0.3	0.95	7.76	1.59	1.9	1.8	49.12	14.74	46.86	4	2.92	11.70	0.6	28.11	20.22	148.98
4	2.79	0.4	0.92	8.56	1.06	1.9	1.8	50.70	20.28	46.47	4	3.04	12.18	0.6	27.88	19.42	147.69
5	2.79	0.5	0.87	9.37	0.12	1.9	1.8	50.27	25.14	43.54	4	3.22	12.89	0.6	26.12	18.61	140.34
6	2.79	0.6	0.80	9.64	0	1.9	1.8	51.10	30.66	40.88	4	3.49	13.95	0.6	24.53	18.34	140.58
7	2.79	0.7	0.71	7.43	0	1.9	1.8	39.39	27.57	28.13	4	3.91	15.63	0.6	16.88	20.55	121.41
8	0.67	0.8	0.60	1.24	0	1.9	1.8	1.58	1.26	0.95	4	1.12	4.47	0.6	0.57	26.74	6.33
Somme									152.1				147.78		246.23		1410.36

Kss=	2.58
Kas=	1.94

ANNEXE B

Stabilité pour le cas de fin de construction

Talus Amont

R= 27.95m

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h2	γ_1 (digue)	γ_2 (fond)	Gn	T=G n* Sin α	N=G n* Cos α	C	dli	C*dli	tangø	N* tangø	dn	a* Gn* dn
-4	1.51	-0.4	0.92	2.99	0	1.9	1.8	8.58	-3.43	7.86	4	1.65	6.59	0.6	4.72	24.99	32.16
-3	2.79	-0.3	0.95	4.27	0	1.9	1.8	22.64	-6.79	21.59	4	2.92	11.70	0.6	12.96	23.71	80.50
-2	2.79	-0.2	0.98	5.36	0	1.9	1.8	28.41	-5.68	27.84	4	2.85	11.39	0.6	16.70	22.62	96.41
-1	2.79	-0.1	0.99	6.25	0	1.9	1.8	33.13	-3.31	32.97	4	2.80	11.22	0.6	19.78	21.73	107.99
0	2.79	0	1.00	6.96	0	1.9	1.8	36.89	0.00	36.89	4	2.79	11.16	0.6	22.14	21.02	116.33
1	2.79	0.1	0.99	7.48	0	1.9	1.8	39.65	3.97	39.45	4	2.80	11.22	0.6	23.67	20.5	121.93
2	2.79	0.2	0.98	7.8	0	1.9	1.8	41.35	8.27	40.51	4	2.85	11.39	0.6	24.31	20.18	125.16
3	2.79	0.3	0.95	7.92	0	1.9	1.8	41.98	12.60	40.05	4	2.92	11.70	0.6	24.03	20.06	126.33
4	2.79	0.4	0.92	7.82	0	1.9	1.8	41.45	16.58	37.99	4	3.04	12.18	0.6	22.80	20.16	125.36
5	2.79	0.5	0.87	7.47	0	1.9	1.8	39.60	19.80	34.29	4	3.22	12.89	0.6	20.58	20.51	121.82
6	2.79	0.6	0.80	6.84	0	1.9	1.8	36.26	21.76	29.01	4	3.49	13.95	0.6	17.40	21.14	114.98
7	2.79	0.7	0.71	5.23	0	1.9	1.8	27.72	19.41	19.80	4	3.91	15.63	0.6	11.88	22.75	94.61
8	2.79	0.8	0.60	4.45	0	1.9	1.8	23.59	18.87	14.15	4	4.65	18.60	0.6	8.49	23.53	83.26
9	2.79	0.9	0.44	2.42	0	1.9	1.8	12.83	11.55	5.59	4	6.40	25.60	0.6	3.36	25.56	49.18
somme									148.21				185.20		232.80		1396.01

Kss=	2.82
Kas=	2.1

ANNEXE B

Stabilité pour le cas de fin de construction

Talus Amont

R= 32.73 m

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h2	γ_1 (digue)	γ_2 (fond)	Gn	T=G n* Sin α	N=G n* Cos α	C	dli	C*dli	tang ϕ	N* tang ϕ	dn	a* Gn* dn
-2	3.27	-0.2	0.98	1.96	0	1.9	1.8	12.18	-2.44	11.93	4	3.34	13.35	0.6	7.16	26.02	47.53
-1	3.27	-0.1	0.99	3.61	0	1.9	1.8	22.43	-2.24	22.32	4	3.29	13.15	0.6	13.39	24.37	81.99
0	3.27	0	1.00	4.92	0	1.9	1.8	30.57	0.00	30.57	4	3.27	13.08	0.6	18.34	23.06	105.73
1	3.27	0.1	0.99	5.91	0	1.9	1.8	36.72	3.67	36.53	4	3.29	13.15	0.6	21.92	22.07	121.56
2	3.27	0.2	0.98	6.55	0	1.9	1.8	40.70	8.14	39.87	4	3.34	13.35	0.6	23.92	21.43	130.81
3	3.27	0.3	0.95	6.85	0	1.9	1.8	42.56	12.77	40.60	4	3.43	13.71	0.6	24.36	21.13	134.89
4	3.27	0.4	0.92	6.77	0	1.9	1.8	42.06	16.82	38.55	4	3.57	14.27	0.6	23.13	21.21	133.82
5	3.27	0.5	0.87	6.26	0	1.9	1.8	38.89	19.45	33.68	4	3.78	15.10	0.6	20.21	21.72	126.71
6	3.27	0.6	0.80	5.24	0	1.9	1.8	32.56	19.53	26.04	4	4.09	16.35	0.6	15.63	22.74	111.05
7	3.27	0.7	0.71	3.56	0	1.9	1.8	22.12	15.48	15.80	4	4.58	18.32	0.6	9.48	24.42	81.02
8	0.96	0.8	0.60	0.96	0	1.9	1.8	1.75	1.40	1.05	4	1.60	6.40	0.6	0.63	27.02	7.10
somme									110.95				150.22		178.17		1082.22

Kss=	2.95
Kas=	2.20

ANNEXE B

Stabilité pour le cas de fin de construction

Talus Aval

R= 31.05m

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h3	h2	γ_1 (digue)	γ_2	γ_2 (fond)	Gn	T=Gn * Sin α	N=Gn* Cos α	C	dli	C*dli	tang ϕ	N* tang ϕ	dn	a*Gn * dn
-4	1.42	-0.4	0.92	1.09	0	0	1.9	2	1.8	2.94	-1.18	2.81	4	1.55	6.20	0.6	1.68	29.96	13.22
-3	3.1	-0.3	0.95	2.69	0.66	0	1.9	2	1.8	19.53	-5.86	19.13	4	3.25	13.00	0.6	11.48	28.36	83.07
-2	3.1	-0.2	0.98	3.79	1.46	0	1.9	2	1.8	30.47	-6.09	30.32	4	3.16	12.66	0.6	18.19	27.26	124.59
-1	3.1	-0.1	0.99	4.9	1.93	0	1.9	2	1.8	39.63	-3.96	39.63	4	3.12	12.46	0.6	23.78	26.15	155.45
0	3.1	0	1.00	6	2.09	0	1.9	2	1.8	47.00	0.00	46.77	4	3.10	12.40	0.6	28.06	25.05	176.61
1	3.1	0.1	0.99	7.1	1.93	0	1.9	2	1.8	52.59	5.26	51.53	4	3.12	12.46	0.6	30.92	23.95	188.92
2	3.1	0.2	0.98	8.2	1.46	0	1.9	2	1.8	56.44	11.29	53.84	4	3.16	12.66	0.6	32.31	22.85	193.46
3	3.1	0.3	0.95	9.3	0.66	0	1.9	2	1.8	58.46	17.54	53.58	4	3.25	13.00	0.6	32.15	21.75	190.73
4	3.1	0.4	0.92	9.91	0	0	1.9	2	1.8	58.37	23.35	50.55	4	3.38	13.53	0.6	30.33	21.14	185.09
5	3.1	0.5	0.87	9.44	0	0	1.9	2	1.8	55.60	27.80	44.48	4	3.58	14.32	0.6	26.69	21.61	180.23
6	3.1	0.6	0.80	8.5	0	0	1.9	2	1.8	50.07	30.04	35.75	4	3.88	15.50	0.6	21.45	22.55	169.34
7	3.1	0.7	0.71	6.75	0	0	1.9	2	1.8	39.76	27.83	23.85	4	4.34	17.36	0.6	14.31	24.3	144.92
8	3.1	0.8	0.60	4.49	0	0	1.9	2	1.8	26.4461	21.16	15.87	4	5.17	20.67	0.6	9.52	26.56	105.36
Somme											164.26	486.1			176.21		280.87		1911.00

Kss=	2.78
Kas=	2.02

ANNEXE B

Stabilité pour le cas de fin de construction

Talus Aval

R= 36.31m

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h3	h2	γ_1 (digue)	γ_2	γ_2 (fond)	Gn	T=Gn* Sin α	N=Gn* Cos α	C	dli	C*dli	tang ϕ	N* tang ϕ	dn	a*G n* dn
-3	3.6	-0.3	0.95	2.46	0	0	1.9	2	1.8	16.83	-5.05	16.49	4	3.77	15.10	0.6	9.89	28.59	72.16
-2	3.6	-0.2	0.98	4.24	0	0	1.9	2	1.8	29.00	-5.80	28.86	4	3.67	14.70	0.6	17.31	26.81	116.63
-1	3.6	-0.1	0.99	5.74	0	0	1.9	2	1.8	39.26	-3.93	39.26	4	3.62	14.47	0.6	23.56	25.31	149.06
0	3.6	0	1.00	6.98	0	0	1.9	2	1.8	47.74	0.00	47.50	4	3.60	14.40	0.6	28.50	24.07	172.38
1	3.6	0.1	0.99	8.38	0	0	1.9	2	1.8	57.32	5.73	56.16	4	3.62	14.47	0.6	33.70	22.67	194.91
2	3.6	0.2	0.98	8.65	0	0	1.9	2	1.8	59.17	11.83	56.44	4	3.67	14.70	0.6	33.86	22.4	198.80
3	3.6	0.3	0.95	9.07	0	0	1.9	2	1.8	62.04	18.61	56.86	4	3.77	15.10	0.6	34.12	21.98	204.54
4	3.6	0.4	0.92	7.93	0	0	1.9	2	1.8	54.24	21.70	46.97	4	3.93	15.71	0.6	28.18	23.12	188.11
5	3.6	0.5	0.87	7.07	0	0	1.9	2	1.8	48.36	24.18	38.69	4	4.16	16.63	0.6	23.21	23.98	173.95
6	3.6	0.6	0.80	6.77	0	0	1.9	2	1.8	46.31	27.78	33.07	4	4.50	18.00	0.6	19.84	24.28	168.65
7	3.6	0.7	0.71	6.69	0	0	1.9	2	1.8	45.76	32.03	27.46	4	5.04	20.16	0.6	16.47	24.36	167.21
8	3.6	0.8	0.60	5.38	0	0	1.9	2	1.8	36.80	29.44	16.04	4	6.00	24.00	0.6	9.62	25.67	141.70
9	1.6	0.9	0.44	2.08	0	0	1.9	2	1.8	6.3232	5.69	2.76	4	3.67	14.68	0.6	1.65	28.97	27.48
											191.78					212		279.73	1957.5

Kss=	2.56
Kas=	2.00

ANNEXE B

Stabilité pour le cas de fin de construction

Talus Aval

R= 22.85m

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h3	h2	γ_1 (digue)	γ_2	γ_2 (fond)	Gn	T=Gn * Sin α	N=Gn* Cos α	C	dli	C*dli	tangø	N* tangø	dn	a*G n* dn
-4	1.04	-0.4	0.92	0.85	0	0	1.9	2	1.8	1.68	-0.67	1.60	4	1.13	4.54	0.6	0.96	30.2	7.61
-3	2.28	-0.3	0.95	2.52	0	0	1.9	2	1.8	10.92	-3.27	10.70	4	2.39	9.56	0.6	6.42	28.53	46.72
-2	2.28	-0.2	0.98	3.93	0	0	1.9	2	1.8	17.02	-3.40	16.94	4	2.33	9.31	0.6	10.16	27.12	69.26
-1	2.28	-0.1	0.99	5.08	0	0	1.9	2	1.8	22.01	-2.20	22.01	4	2.29	9.17	0.6	13.20	25.97	85.73
0	2.28	0	1.00	6.01	0	0	1.9	2	1.8	26.04	0.00	25.90	4	2.28	9.12	0.6	15.54	25.04	97.79
1	2.28	0.1	0.99	6.72	0	0	1.9	2	1.8	29.11	2.91	28.52	4	2.29	9.17	0.6	17.11	24.33	106.24
2	2.28	0.2	0.98	7.17	0	0	1.9	2	1.8	31.06	6.21	29.63	4	2.33	9.31	0.6	17.78	23.88	111.26
3	2.28	0.3	0.95	7.39	0	0	1.9	2	1.8	32.01	9.60	29.34	4	2.39	9.56	0.6	17.60	23.66	113.62
4	2.28	0.4	0.92	7.35	0	0	1.9	2	1.8	31.84	12.74	27.57	4	2.49	9.95	0.6	16.54	23.7	113.19
5	2.28	0.5	0.87	7	0	0	1.9	2	1.8	30.32	15.16	24.26	4	2.63	10.53	0.6	14.56	24.05	109.39
6	2.28	0.6	0.80	6.3	0	0	1.9	2	1.8	27.29	16.37	19.49	4	2.85	11.40	0.6	11.69	24.75	101.32
7	2.28	0.7	0.71	5.16	0	0	1.9	2	1.8	22.35	15.65	13.41	4	3.19	12.77	0.6	8.05	25.89	86.81
8	2.28	0.8	0.60	3.22	0	0	1.9	2	1.8	13.94904	11.16	8.37	4	3.80	15.20	0.6	5.02	27.83	58.23
											140.3				129.5		154.6		1107.16

Kss=	2.02
Kas=	1.59

ANNEXE B

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal

Talus Aval

R= 31.00 m

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h3	h2	Y ₁ (digue)	Y ₂	Y ₂ (fond)	Gn	T=Gn * Sin α	N=Gn* Cos α	C	dli	C*dli	tangø	N* tangø	dn	a*G n* dn
-4	1.42	-0.4	0.92	1.09	0	0	1.9	2	1.8	2.94	-1.18	2.81	4	1.55	6.20	0.6	1.68	29.96	13.22
-3	3.1	-0.3	0.95	2.69	0.66	0	1.9	2	1.8	19.53	-5.86	19.13	4	3.25	13.00	0.6	11.48	28.36	83.07
-2	3.1	-0.2	0.98	3.79	1.46	0	1.9	2	1.8	30.47	-6.09	30.32	4	3.16	12.66	0.6	18.19	27.26	124.59
-1	3.1	-0.1	0.99	4.9	1.93	0	1.9	2	1.8	39.63	-3.96	39.63	4	3.12	12.46	0.6	23.78	26.15	155.45
0	3.1	0	1.00	6	2.09	0	1.9	2	1.8	47.00	0.00	46.77	4	3.10	12.40	0.6	28.06	25.05	176.61
1	3.1	0.1	0.99	7.1	1.93	0	1.9	2	1.8	52.59	5.26	51.53	4	3.12	12.46	0.6	30.92	23.95	188.92
2	3.1	0.2	0.98	8.2	1.46	0	1.9	2	1.8	56.44	11.29	53.84	4	3.16	12.66	0.6	32.31	22.85	193.46
3	3.1	0.3	0.95	9.3	0.66	0	1.9	2	1.8	58.46	17.54	53.58	4	3.25	13.00	0.6	32.15	21.75	190.73
4	3.1	0.4	0.92	9.91	0	0	1.9	2	1.8	58.37	23.35	50.55	4	3.38	13.53	0.6	30.33	21.14	185.09
5	3.1	0.5	0.87	7.73	0	1.71	1.9	2	1.8	56.13	28.07	44.91	4	3.58	14.32	0.6	26.94	23.32	196.35
6	3.1	0.6	0.80	6.94	0	1.56	1.9	2	1.8	50.55	30.33	36.10	4	3.88	15.50	0.6	21.66	24.11	182.81
7	3.1	0.7	0.71	6.75	0	0.18	1.9	2	1.8	40.87	28.61	24.52	4	4.34	17.36	0.6	14.71	24.3	148.98
8	3.1	0.8	0.60	4.49	0	0	1.9	2	1.8	26.4461	21.16	15.87	4	5.17	20.67	0.6	9.52	26.56	105.36
											182.7				176.21		281.7		1944.6

Kss=	2.5
Kas=	1.86

ANNEXE B

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal

Talus Aval

R= 36.1 m

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h3	h2	γ_1 (digue)	γ_2	γ_2 (fond)	Gn	T=Gn * Sin α	N=Gn* Cos α	C	dli	C*dli	tang ϕ	N* tang ϕ	dn	a*G n* dn
-3	3.6	-0.3	0.95	2.46	0	0	1.9	2	1.8	16.83	-5.05	16.49	4	3.77	15.10	0.6	9.89	28.59	72.16
-2	3.6	-0.2	0.98	4.24	0	0	1.9	2	1.8	29.00	-5.80	28.86	4	3.67	14.70	0.6	17.31	26.81	116.63
-1	3.6	-0.1	0.99	5.74	0	0	1.9	2	1.8	39.26	-3.93	39.26	4	3.62	14.47	0.6	23.56	25.31	149.06
0	3.6	0	1.00	6.98	0	0	1.9	2	1.8	47.74	0.00	47.50	4	3.60	14.40	0.6	28.50	24.07	172.38
1	3.6	0.1	0.99	8.38	0	0	1.9	2	1.8	57.32	5.73	56.16	4	3.62	14.47	0.6	33.70	22.67	194.91
2	3.6	0.2	0.98	8.65	0	0	1.9	2	1.8	59.17	11.83	56.44	4	3.67	14.70	0.6	33.86	22.4	198.80
3	3.6	0.3	0.95	9.07	0	0	1.9	2	1.8	62.04	18.61	56.86	4	3.77	15.10	0.6	34.12	21.98	204.54
4	3.6	0.4	0.92	7.93	0	1.27	1.9	2	1.8	63.39	25.35	54.89	4	3.93	15.71	0.6	32.94	23.12	219.82
5	3.6	0.5	0.87	7.07	0	2.03	1.9	2	1.8	62.97	31.49	50.38	4	4.16	16.63	0.6	30.23	23.98	226.52
6	3.6	0.6	0.80	6.77	0	1.7	1.9	2	1.8	58.55	35.13	41.81	4	4.50	18.00	0.6	25.09	24.28	213.23
7	3.6	0.7	0.71	6.69	0	0.75	1.9	2	1.8	51.16	35.81	30.70	4	5.04	20.16	0.6	18.42	24.36	186.94
8	3.6	0.8	0.60	5.38	0	0	1.9	2	1.8	36.80	29.44	16.04	4	6.00	24.00	0.6	9.62	25.67	141.70
9	1.6	0.9	0.44	2.08	0	0	1.9	2	1.8	6.3232	5.69	2.76	4	3.67	14.68	0.6	1.65	28.97	27.48
											219.7				212		298.9		2124.4

Kss=	2.32
Kas=	1.80

ANNEXE B

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal

Talus Aval

R= 22.85 m

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h3	h2	γ_1 (digue)	γ_2	γ_2 (fond)	Gn	T=Gn * Sin α	N=Gn* Cos α	C	dli	C*dli	tang $\emptyset$	N* tang $\emptyset$	dn	a*G n* dn
-4	1.04	-0.4	0.92	0.85	0	0	1.9	2	1.8	1.68	-0.67	1.60	4	1.13	4.54	0.6	0.96	30.2	7.61
-3	2.28	-0.3	0.95	2.52	0	0	1.9	2	1.8	10.92	-3.27	10.70	4	2.39	9.56	0.6	6.42	28.53	46.72
-2	2.28	-0.2	0.98	3.93	0	0	1.9	2	1.8	17.02	-3.40	16.94	4	2.33	9.31	0.6	10.16	27.12	69.26
-1	2.28	-0.1	0.99	5.08	0	0	1.9	2	1.8	22.01	-2.20	22.01	4	2.29	9.17	0.6	13.20	25.97	85.73
0	2.28	0	1.00	6.01	0	0	1.9	2	1.8	26.04	0.00	25.90	4	2.28	9.12	0.6	15.54	25.04	97.79
1	2.28	0.1	0.99	6.72	0	0	1.9	2	1.8	29.11	2.91	28.52	4	2.29	9.17	0.6	17.11	24.33	106.24
2	2.28	0.2	0.98	7.17	0	0	1.9	2	1.8	31.06	6.21	29.63	4	2.33	9.31	0.6	17.78	23.88	111.26
3	2.28	0.3	0.95	7.39	0	0	1.9	2	1.8	32.01	9.60	29.34	4	2.39	9.56	0.6	17.60	23.66	113.62
4	2.28	0.4	0.92	7.35	0	0	1.9	2	1.8	31.84	12.74	27.57	4	2.49	9.95	0.6	16.54	23.7	113.19
5	2.28	0.5	0.87	7	0	0	1.9	2	1.8	30.32	15.16	24.26	4	2.63	10.53	0.6	14.56	24.05	109.39
6	2.28	0.6	0.80	6.3	0	0	1.9	2	1.8	27.29	16.37	19.49	4	2.85	11.40	0.6	11.69	24.75	101.32
7	2.28	0.7	0.71	5.16	0	0	1.9	2	1.8	22.35	15.65	13.41	4	3.19	12.77	0.6	8.05	25.89	86.81
8	2.28	0.8	0.60	3.22	0	0	1.9	2	1.8	13.94904	11.16	8.37	4	3.80	15.20	0.6	5.02	27.83	58.23
											99.35				129.5		154.65		1107.1

Kss=	2.73
Kas=	1.92

ANNEXE B

Stabilité pour le cas de vidange rapide

Talus Amont

R= 32.7 m

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h2	γ_1 dégaugé	γ_2 (fond)	Gn	T=G n* Sin α	N=G n* Cos α	C	dli	C*dli	tangø	N* tangø	dn	a* Gn* dn
-2	3.27	-0.2	0.98	1.96	0	1	1.8	6.41	-1.28	6.28	4	3.34	13.35	0.6	3.77	26.02	25.02
-1	3.27	-0.1	0.99	3.61	0	1	1.8	11.80	-1.18	11.75	4	3.29	13.15	0.6	7.05	24.37	43.15
0	3.27	0	1.00	4.92	0	1	1.8	16.09	0.00	16.09	4	3.27	13.08	0.6	9.65	23.06	55.65
1	3.27	0.1	0.99	5.91	0	1	1.8	19.33	1.93	19.23	4	3.29	13.15	0.6	11.54	22.07	63.98
2	3.27	0.2	0.98	6.55	0	1	1.8	21.42	4.28	20.99	4	3.34	13.35	0.6	12.59	21.43	68.85
3	3.27	0.3	0.95	6.85	0	1	1.8	22.40	6.72	21.37	4	3.43	13.71	0.6	12.82	21.13	71.00
4	3.27	0.4	0.92	6.77	0	1	1.8	22.14	8.86	20.29	4	3.57	14.27	0.6	12.17	21.21	70.43
5	3.27	0.5	0.87	6.26	0	1	1.8	20.47	10.24	17.73	4	3.78	15.10	0.6	10.64	21.72	66.69
6	3.27	0.6	0.80	5.1	0.14	1	1.8	17.50	10.50	14.00	4	4.09	16.35	0.6	8.40	22.88	60.06
7	3.27	0.7	0.71	0.46	3.1	1	1.8	19.75	13.83	14.10	4	4.58	18.32	0.6	8.46	27.52	81.53
8	0.96	0.8	0.60	0.96	0	1	1.8	0.92	0.74	0.55	4	1.60	6.40	0.6	0.33	27.02	3.74
somme									110.95				150.22		97.42		610.09

Kss=	2.23
Kas=	1.89

ANNEXE B

Stabilité pour le cas de vidange rapide

Talus Amont

R= 27.9 m

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h2	Y ₁ dégaugé	Y ₂ (fond)	Gn	T=G n* Sin α	N=G n* Cos α	C	dli	C*dli	tangø	N* tangø	dn	a* Gn* dn
-4	1.51	-0.4	0.92	2.99	0	1	1.8	4.51	-1.81	4.14	4	1.65	6.59	0.6	2.48	24.99	16.92
-3	2.79	-0.3	0.95	4.27	0	1	1.8	11.91	-3.57	11.36	4	2.92	11.70	0.6	6.82	23.71	42.37
-2	2.79	-0.2	0.98	5.36	0	1	1.8	14.95	-2.99	14.65	4	2.85	11.39	0.6	8.79	22.62	50.74
-1	2.79	-0.1	0.99	6.25	0	1	1.8	17.44	-1.74	17.35	4	2.80	11.22	0.6	10.41	21.73	56.84
0	2.79	0	1.00	6.96	0	1	1.8	19.42	0.00	19.42	4	2.79	11.16	0.6	11.65	21.02	61.23
1	2.79	0.1	0.99	7.48	0	1	1.8	20.87	2.09	20.76	4	2.80	11.22	0.6	12.46	20.5	64.17
2	2.79	0.2	0.98	7.8	0	1	1.8	21.76	5.35	21.32	4	2.85	11.39	0.6	12.79	20.18	65.87
3	2.79	0.3	0.95	7.92	0	1	1.8	22.10	6.63	21.08	4	2.92	11.70	0.6	12.65	20.06	66.49
4	2.79	0.4	0.92	7.82	0	1	1.8	21.82	8.73	20.00	4	3.04	12.18	0.6	12.00	20.16	65.98
5	2.79	0.5	0.87	7.47	0	1	1.8	20.84	10.42	18.05	4	3.22	12.89	0.6	10.83	20.51	64.12
6	2.79	0.6	0.80	6.84	0.63	1	1.8	22.25	13.35	17.80	4	3.49	13.95	0.6	10.68	21.14	70.55
7	2.79	0.7	0.71	5.23	2.79	1	1.8	28.60	20.02	20.43	4	3.91	15.63	0.6	12.26	22.75	97.61
8	2.79	0.8	0.60	0	2.42	1	1.8	12.15	15.72	7.29	4	4.65	18.60	0.6	4.38	27.98	51.01
somme									101.06				159.60		128.19		773.89

Kss=	2.80
Kas=	1.97

ANNEXE B

Stabilité pour le cas de vidange rapide

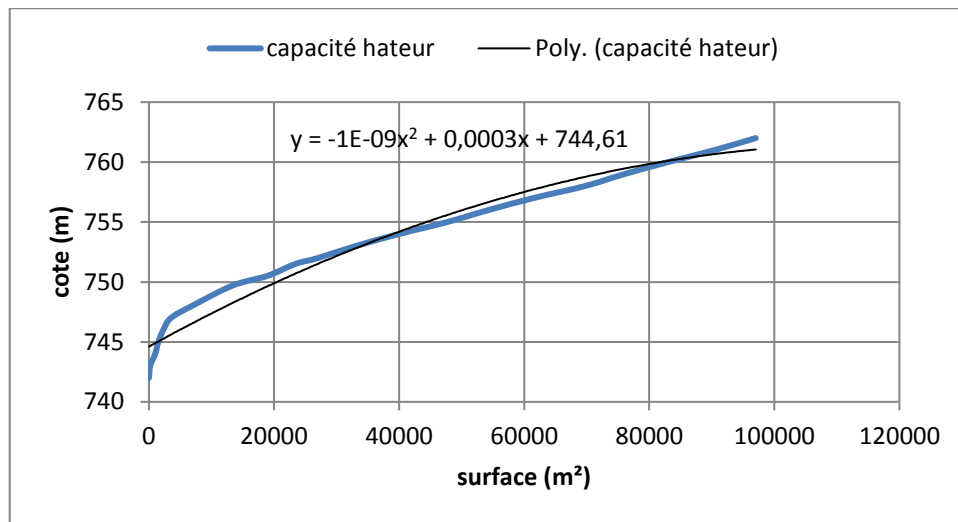
Talus Amont

R= 27.0 m

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h2	γ_1 dégaugé	γ_2 (fond)	Gn	T=G n* Sin α	N=Gn * Cos α	C	dli	C*dli	tangø	N* tangø	dn	a* Gn* dn
-4	2.04	-0.4	0.92	1.63	0	1	1.8	3.33	-1.33	3.05	4	2.23	8.90	0.6	1.83	26.35	13.14
-3	2.7	-0.3	0.95	2.95	0	1	1.8	7.97	-2.39	7.60	4	2.83	11.32	0.6	4.56	25.03	29.90
-2	2.7	-0.2	0.98	3.75	0	1	1.8	10.13	-2.03	9.92	4	2.76	11.02	0.6	5.95	24.23	36.80
-1	2.7	-0.1	0.99	4.56	0	1	1.8	12.31	-1.23	12.25	4	2.71	10.85	0.6	7.35	23.42	43.25
0	2.7	0	1.00	5.36	0	1	1.8	14.47	0.00	14.47	4	2.70	10.80	0.6	8.68	22.62	49.10
1	2.7	0.1	0.99	6.16	0	1	1.8	16.63	1.66	16.55	4	2.71	10.85	0.6	9.93	21.82	54.44
2	2.7	0.2	0.98	6.96	0	1	1.8	18.79	3.76	18.41	4	2.76	11.02	0.6	11.05	21.02	59.25
3	2.7	0.3	0.95	7.76	0	1	1.8	20.95	6.29	19.99	4	2.83	11.32	0.6	11.99	20.22	63.55
4	2.7	0.4	0.92	8.56	0	1	1.8	23.11	9.24	21.18	4	2.95	11.78	0.6	12.71	19.42	67.33
5	2.7	0.5	0.87	9.37	0.27	1	1.8	26.61	13.31	23.05	4	3.12	12.47	0.6	13.83	18.61	74.29
6	2.7	0.6	0.80	9.64	2.63	1	1.8	38.81	23.29	31.05	4	3.38	13.50	0.6	18.63	18.34	106.77
7	2.7	0.7	0.71	0.48	3.67	1	1.8	19.13	13.39	13.66	4	3.78	15.12	0.6	8.20	27.5	78.92
8	0.67	0.8	0.60	0	1.24	1	1.8	1.50	1.20	0.90	4	1.12	4.47	0.6	0.54	27.98	6.28
somme									90.73				143.44		115.24		683.01

Kss=	2.86
Kas=	2.22

ANNEXE B



Courbe de tendance

On a $dQ = dV/dt$

$$Q = \mu A \sqrt{2gh}$$

$$D'où \mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \zeta + \lambda \frac{L}{D}}}$$

μ = coefficient de la vitesse $\mu = 0.45$;

A = surface de la vanne ;

H = dénivellation de l'eau (m) ; $H = Z_i - Z_0$

Z_i = cote initiale dans le réservoir ;

Z_0 = cote dans l'axe de la vanne 743 m NGA;

$\sum \zeta$ = somme de coefficient de perte de charge = 1.6 ;

λ = coefficient de perte par friction ;

L = longueur du tuyau ;

D = diamètre ;

$$dV = S \cdot dh$$

S : surface du plan d'eau (équations de la courbe capacité hauteur) ;

dh : variation de hauteur.

$$Q \cdot dt = S \cdot dh \longrightarrow \mu A \sqrt{2gh} \, dt = S \, dh$$

$$\int_0^T Q \cdot dt = \int_{743}^{754.2} S \cdot dt \quad \int_0^T 0.256 \cdot dt = \int_{743}^{754.2} -0.0009x^2 + 0.0003x + 744.6 \cdot dt$$

pour trouver le temps pour la vidange de la retenue on suppose plusieurs diamètres :

Les résultats du calcul est présente dans le tableau suivant :

Diametre(mm)	Surface (m)	Temps jour
0.015	0.026	21
0.02	0.034	18.5
0.03	0.071	8.8
0.04	0.0803	5.3

Site : "Petit barrage
O.Saneg

ABAQUE DE PLASTICITE

